

Verhalten eines Flusssdammes unter wiederholter Hochwasserbelastung

Doctoral Thesis

Author(s):

Mayor, Pierre A.

Publication date:

2013

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-010028707>

Rights / license:

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

Verhalten eines Flusssdammes unter wiederholter Hochwasserbelastung

ABHANDLUNG

zur Erlangung des Titels

DOKTOR DER WISSENSCHAFTEN

der

ETH ZÜRICH

vorgelegt von

PIERRE ANDRÉ MAYOR

Dipl. Bauing. ETH

geboren am

28. Juli 1953

Bürger von St. Martin (VS)

Angenommen auf Antrag von

Referentin: Prof. Dr. Sarah M. Springman

Korreferenten: Prof. Dr. Robert M. Boes

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann

Danksagung

Eine Doktorarbeit ist eine individuelle Arbeit kann aber ohne Hilfe Dritter nicht zustande kommen.

Ein besonderer Dank gebührt Dr. Philipp Teyssere, der mit seiner Idee einer Versuchszelle das Projekt ins Rollen brachte. Dank Ernst Bleiker fanden die Messdaten den direkten Weg aus dem Wallis zur ETH- Höggerberg. Für seine Hilfe bei der Datenerfassung und nicht zuletzt für seinen unermüdlichen Einsatz im Feld, besten Dank.

Prof. Sarah Springman ermutigte mich aus diesem interessanten Auftrag im Wallis eine Dissertationsarbeit zu verfassen. For putting the pressure at the right moment and giving me the necessary time to write my thesis, thank you!

Prof. Boes dessen Anregungen sowohl fachlich als auch sprachlich sehr hilfreich waren und Prof. Herrmann danke ich für die Übernahme des Koreferates.

Weiter ist es mir ein Anliegen alle hier nicht genannten Personen, die mir für diese Arbeit in irgendeiner Art geholfen haben, herzlich zu danken.

Als letztes bedanke ich mich beim Kanton Wallis, Departement Verkehr, Bau und Umwelt, Dienststelle für Strassen- und Flussbau, der den Feldversuch in Baltschieder im Rahmen der dritten Rhonekorrektur, prioritäre Massnahme von Visp, finanziert hat.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	i
Inhaltsverzeichnis.....	iii
Kurzfassung	vii
Abstract	xi
Tabellenverzeichnis.....	xiii
Abbildungsverzeichnis.....	xv
Symbolverzeichnis	xxiii
1 Einleitung	1
1.1 Forschungsbedarf.....	2
1.2 Ziele und Methodik der Arbeit.....	3
1.2.1 Übergeordnete Ziele der Arbeit	3
1.2.2 Feldversuch	3
1.2.3 Direkte und indirekte Bestimmung der ungesättigten Bodenkennwerte im Labor	4
1.2.4 Numerische Modellierung des Dammverhaltens	4
2 Hochwasserschutz und Geotechnik.....	5
2.1 Geschichtliche Entwicklung des Hochwasserschutzes in der Schweiz.....	5
2.1.1 Ausgewählte Korrektionsarbeiten	6
2.1.1.1 Die Kanderumleitung 1711-1714	6
2.1.1.2 Linthkorrektur 1807-1816	9
2.1.1.3 Erste Rhonekorrektur 1863 - 1894	11
2.2 Hochwasserereignisse ab 1977	14
2.3 Der "neue" Hochwasserschutz in der Schweiz.....	15
2.4 Geotechnik im Hochwasserschutz	17
2.4.1 Die Zeit vor der modernen Bodenmechanik	17
2.4.2 Klassische Bodenmechanik.....	18
2.4.3 Ungesättigte Bodenmechanik.....	19
2.4.3.1 Gesättigte Bodenmechanik - ungesättigte Bodenmechanik	19
2.4.3.2 Zustandsvariablen.....	20
2.4.3.3 Totale, Matrix- und osmotische Saugspannung.....	22
2.4.3.4 Domäne der ungesättigten Bodenmechanik.....	22
2.4.3.5 Die Wasserretentionskurve	24

2.4.3.6	Ungesättigte Bodenmechanik in der Praxis.....	27
3	Feldversuch.....	31
3.1	Versuchsanlage.....	31
3.1.1	Standort.....	31
3.1.2	Versuchszelle.....	33
3.1.3	Dammgeometrie und Baugrundmodell.....	36
3.1.4	Instrumentierung.....	38
3.1.4.1	Messkonzept.....	38
3.1.4.2	Wasserdruckmessungen: Piezometer und Druckgeber.....	43
3.1.4.3	Saugspannungsmessung: Tensiometer und Equitensiometer.....	43
3.1.4.4	Wassergehaltmessung: TDR- und EnviroSmart-Sonden.....	45
3.1.4.5	Meteostation.....	46
3.1.4.6	Datenerfassung.....	47
3.2	Versuchsablauf.....	49
3.3	Phase I.....	52
3.3.1	Ausgewählte Resultate der Feldmessungen.....	53
3.3.2	Kommentare zu den Resultaten der Phase I.....	57
3.4	Phase II.....	58
3.4.1	Resultate der Feldmessungen.....	58
3.4.2	Kommentare zu den Resultaten der Phase II.....	61
3.5	Phase III.....	62
3.5.1	Resultate der Feldmessungen.....	62
3.5.2	Kommentare zu den Resultaten der Phase III.....	68
3.6	Phase IV.....	68
3.6.1	Resultate der Feldmessungen.....	69
3.6.2	Kommentare zu den Resultaten der Phase IV.....	73
3.7	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.....	74
4	Bodenkennwerte.....	75
4.1	Im Labor bestimmte Bodenkennwerte.....	75
4.1.1	Klassifikation.....	75
4.1.2	Oedometerversuche.....	77
4.1.3	Wasserretentionskurve.....	78
4.1.4	Durchlässigkeitsbeiwert.....	82

4.1.5	Zusammenfassung der Laborresultate	83
4.2	Feld-Wasserretentionskurven.....	85
4.2.1	Messresultate: Streuung und Hysterese der Wasserretentionskurve.....	85
4.2.2	Feld-Wasserretentionskurven (Desorptions- und Adsorptionsphasen)	90
4.2.3	Vergleich der Lufteintrittswerte Labor/Feld	92
4.2.4	Feld-Wasserretentionskurven (nur aus Desorptionsphasen)	93
4.2.5	Wasserretentionskurven für die numerische Modellierung	96
4.3	Indirekte Bestimmung der ungesättigten Bodenkennwerte	100
4.3.1	Möglichkeiten der Prognose der ungesättigten Bodenkennwerte	100
4.3.2	Bestimmung der Wasserretentionskurve mit Hilfe der Korngrößenverteilung.	100
4.3.2.1	Das Modell von Arya & Paris (1981).....	101
4.3.2.2	Das "Modified Kovacs"-Modell (Aubertin et al., 1998; Aubertin et al., 2003) 105	
4.4	Vergleich zwischen Feldmessungen, Labormessungen und Prognosen mit Hilfe der Korngrößenverteilungen.....	109
4.5	Bestimmung der gesättigten und ungesättigten Durchlässigkeit.....	114
4.5.1	Prognose des gesättigten Durchlässigkeitsbeiwerts	115
4.5.2	Indirekte Methoden zur Prognose der ungesättigten Durchlässigkeitsfunktion	119
4.6	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.....	123
5	Numerische Modellierung	125
5.1	Einleitung.....	125
5.2	Software und Stoffgesetze	125
5.3	FE-Netz und Randbedingungen	126
5.3.1	Geometrie und Geologie.....	126
5.3.2	Diskretisierung	126
5.3.3	Randbedingungen	127
5.3.4	Materialparameter.....	127
5.3.4.1	Porenzahl, Porosität.....	128
5.3.4.2	Wasserretentionskurve	128
5.3.4.3	Durchlässigkeit.....	128
5.4	Resultate der numerischen Modellierung des Feldversuches	130
5.5	Vergleich Feldversuch – Modellierung.....	137
5.6	Einfluss der Witterung	144

5.7	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.....	151
6	Fazit	153
7	Literaturverzeichnis	155
Anhang 1	159
Anhang 2	163
Anhang 3	167
Anhang 4	175
Anhang 5	181
Anhang 6	185
Anhang 7	189
Anhang 8	197
Anhang 9	205

Kurzfassung

Die Hochwasserereignisse der letzten Jahrzehnte haben die Grenzen des Hochwasserschutzes deutlich ans Licht gebracht. Die Analyse der Auswirkungen von Klimaänderungen lässt zudem eine Erhöhung des Hochwasserrisikos befürchten. Viele Flusssdämme als wichtiger Bestandteil des Hochwasserschutzes stammen aus dem 19. Jahrhundert und entsprechen nicht mehr dem heutigen Stand der Technik. Der Handlungsbedarf ist gross und es müssen Prioritäten entsprechend dem Gefährdungspotential gesetzt werden. In dieser Hinsicht sind zusätzliche Kenntnisse vom Verhalten der Flusssdämme unter wiederholter Hochwasserbelastung und wechselnder Witterung notwendig.

Die Reaktion eines Flusssdammes auf Wasserspiegelschwankungen und Witterungseinflüsse ist ein komplexer transienter Prozess an einem nicht gesättigten Bauwerk, der nur mit Hilfe der ungesättigten Bodenmechanik rechnerisch erfasst werden kann. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde deshalb ein Feldversuch durchgeführt, einerseits um die Dammreaktion auf die Beanspruchungen durch wiederholte Hochwasserbelastung und wechselnder Witterung zu erfassen und andererseits um die ungesättigten geotechnischen Bodeneigenschaften in situ zu bestimmen.

Für die Felduntersuchungen wurde ein 12.5 m langer Abschnitt des Rhonedamms in der Nähe von Visp (VS) durch eine Spundwandzelle isoliert, in der durch Auffüllen der Wasserseite künstliche Hochwasserzustände erzeugt wurden. Die Antwort des Dammes wurde mit einem umfassenden Messsystem bestehend aus Piezometern zur Erfassung des Porenwasserdruckes, aus EnviroSmart- und TDR-Sonden zur Messung des volumetrischen Wassergehalts und von Tensiometern zur Messung der Saugspannung erfasst. Die Witterungsdaten wurden durch eine Meteostation registriert. Während der Versuchsdauer von 425 Tagen wurde der Damm mehrmals durch hohe Wasserstände belastet und ein 3-tägiger Beregnungsversuch durchgeführt.

Der durchgeführte Feldversuch brachte u. A. folgende Erkenntnisse:

- der Sättigungszustand des Dammes bei einer Beanspruchung durch ein Hochwasserereignis hat einen massgebenden Einfluss auf das Dammverhalten. Bei einem niedrigen Sättigungsgrad, findet kurz- bis mittelfristig keine Durchströmung des Dammes statt. Befindet sich der Damm, sei es durch Hochwasserereignisse oder durch anhaltende Niederschläge, in einem höheren Sättigungszustand, kann der Damm in wenigen Stunden durchströmt werden, was die Stabilität der landseitigen Böschung erheblich reduzieren kann.
- Der Einfluss der Niederschläge beschränkt sich im Fall eines trockenen Dammes auf die oberflächennahen Schichten. Mit steigender Sättigung des Dammkörpers werden auch die tieferen Schichten von der Wassergehaltzunahme betroffen.
- Die Erholungszeit nach einem Ereignis steigt auch mit dem Sättigungsgrad. Je feuchter der Damm, umso mehr Zeit braucht es, bis das Wasser drainieren oder durch Evapotranspiration entweichen kann.

Mit den Messresultaten des Feldversuches konnten 11 Feld-Wasserretentionskurven bestimmt werden. Die Kurven liegen in einem relativ engen Band zusammen. Eine Hysterese zwischen Desorptions- und Absorptionskurven, wie sie in beiden Laborversuchen (Fredlund-Zelle) festgestellt wurde, ist anhand der Feldmessungen nicht feststellbar.

Parallel dazu wurden Laboruntersuchungen durchgeführt, in denen neben den üblichen Klassifikationsversuchen auch die Wasserretentionskurven mehrerer Proben bestimmt werden konnten. Mit Hilfe der Korngrößenverteilungskurven wurden noch Wasserretentionskurven und ungesättigte Durchlässigkeitsbeiwerte anhand verschiedener Methoden rechnerisch bestimmt. Der Vergleich der im Feld und im Labor gemessenen und der rechnerisch mit Hilfe der Korngrößenverteilungen bestimmten Wasserretentionskurven lieferte folgende Erkenntnisse: die mit der Modified Kovacs Methode (Aubertin et al., 1998) berechneten Kurven stimmen am besten mit den Feld-Wasserretentionskurven überein. Die in den Laborversuchen gemessenen Wasserretentionskurven können gut mit der Methode nach Arya & Paris (1981) angenähert werden. Wenn keine Feldmessungen vorliegen, wird die Verwendung der Modified Kovacs Methode (Aubertin et al., 2003) für die Bestimmung der Wasserretentionskurve empfohlen.

Im Hinblick auf die numerische Modellierung sind noch die Durchlässigkeitsbeiwerte nach Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1956) und nach Chapuis (2004) bestimmt worden. Die ungesättigten Durchlässigkeitsbeiwerte sind anschliessend nach Fredlund & Xing (1994) sowie nach van Genuchten (1980) berechnet worden. Dabei hat sich gezeigt, dass die erste Methode eine bessere Übereinstimmung mit den Laborresultaten ergibt.

Die gewonnenen geotechnischen Eigenschaften dienen als Eingangsparameter für die numerische Modellierung des Feldversuches mit der Methode der Finiten Elemente. Die Modellierung des Feldversuches ergab Resultate, die mit den Messungen gut, zum Teil sehr gut, übereinstimmen. Ungeachtet der Streuung der Bodenkennwerte (Korngrößenverteilungen, Dichte, Durchlässigkeitsbeiwerte) und der Unsicherheiten bezüglich geologischen Aufbaus konnte die Modellierung ein befriedigendes Bild des Dammverhaltens unter wiederholter Hochwasserbelastung und wechselnder Witterung wiedergeben. Somit hat die eingesetzte Software ihre Eignung zur Berechnung solcher Probleme bestätigt.

Durch die Berechnungsergebnisse werden sowohl die Eignung der Berechnungsmethode als auch die Qualität der mit unterschiedlichen Methoden bestimmten Bodenkennwerte voll bestätigt. Somit sollte das Vertrauen in die Relevanz der ungesättigten Bodenmechanik für die praxisbezogene geotechnische Analyse wachsen. Mit der Eignungsbestätigung der vereinfachten Bestimmung der Wasserretentionskurven ist auch ein bedeutender Nachteil in Bezug auf die Anwendung der ungesättigten Bodenmechanik aus dem Weg geräumt.

Diese Arbeit untersuchte nur den Problemkreis Strömung liefert aber mit den gemessenen und berechneten Wasserretentionskurven die Basis für die Behandlung der Problemkreise Scherfestigkeit und Verformungsverhalten.

Da alle untersuchten Böden granular und nicht-plastisch waren, sind die Schlussfolgerungen vor einer Anwendung bei tonigen Böden zu überprüfen. Weitere Untersuchungen in diesem Bereich, z.B. über die Anwendung der verschiedenen Methoden zur Bestimmung der Wasserretentionskurve der feinkörnigen, plastischen Böden, werden empfohlen. Ebenfalls emp-

fehlenswert wären Arbeiten, die die Übertragung der Laborresultate auf die Feldbedingungen ermöglichen.

Unter Berücksichtigung der in dieser Arbeit gewonnen Kenntnisse sollten die von Fredlund & Houston (2009) aufgestellten Protokolle für die Bestimmung der Funktionen der ungesättigten Bodenparameter in der Praxis grösseren Bekanntheitsgrad erlangen.

Abstract

The flood events of the last decades clearly showed the existing limits of flood protection system. The analysis of the future impacts of climate change reveals a possible, further increase in flood risk. River levees, dams or dykes are an important part of the flood protection system, yet they date from the 19th century and no longer reflect the current state of the art. There is urgent need to take action after having prioritized the measures to be applied according to the potential hazards. In this regard, additional knowledge of the behaviour of river dams under repeated exposure to high water levels and changing weather is necessary.

The reaction of a river dam to water level fluctuations and weathering is a complex transient process in a structure made from unsaturated geomaterials, which can only be computed by using theories describing unsaturated soil mechanics. In the present work, therefore, a field test was conducted to monitor the dam reaction to the loading applied by repeated high water levels and changing weather conditions and also to define the unsaturated soil properties in situ.

A 12.5 m long section of the Rhone dam near Visp (VS) was isolated for the field studies by a sheet pile cell, in which artificial flood conditions were achieved by filling the cell on the water side. The response of the dam was recorded with a comprehensive measurement system, consisting of piezometers for measuring the pore water pressure, of EnviroSMART and TDR probes to measure the volumetric water content and of tensiometers for measuring the suction. The meteorological data were recorded by a weather station. The dam was repeatedly loaded by high water levels during the experimental period of 425 days, and a 3-day irrigation experiment has been conducted as well.

Observations and results of the field test led to the following findings:

- The degree of saturation of the various soil zones during a flood event has a decisive influence on the dam behaviour. No flow will take place through the dam in the short to medium term when the degree of saturation is low. If the dam is in a higher state of saturation either through early floods or prolonged rainfall, seepage flow can penetrate through in a few hours, which can significantly reduce the stability of the landside slope.
- The influence of rainfall is limited to the near-surface layers when the dam is dry. With increasing saturation of the dam body, the deeper layers also become affected by rainfall infiltration leading to an increase in the water content.
- The recovery time after an event also increases with increasing degree of saturation. The wetter the dam, the more time it takes for the water to drain or evaporate.

Eleven field-water retention curves were determined from the measurement results obtained from the field test. The curves lie in a relatively narrow band. Hysteresis between desorption and absorption curves, as was observed in both experiments in the Fredlund cell, could not be determined from the field measurements.

In parallel, laboratory tests were performed in which the water retention curves could be determined for several specimens in addition to the usual classification experiments. Water retention curves and unsaturated hydraulic conductivities were derived from the grain size

distribution curves using various methods. Comparison between the water retention curves measured in the field and in the laboratory, and the water retention curves computed using the particle size distributions provided the following findings: the curves calculated with the modified Kovacs method (Aubertin et al., 1998.) match best with the water retention curves measured in the field. The laboratory experiments are better approximated by the method of Arya and Paris (1981). If no field measurements are available, the use of the Modified Kovacs method for the determination of the water retention curve is recommended.

With regard to the numerical modelling the permeability coefficients have been determined after Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1956) and Chapuis (2004). The unsaturated hydraulic conductivities have then been calculated after the empirical relationships proposed by Fredlund & Xing (1994) and by van Genuchten (1980), the first method giving a better agreement with the laboratory results.

The geotechnical properties obtained were used as input parameters to model the field test numerically with the finite element method. The modelling results showed a good, to a very good, agreement with the field measurements. Despite the variation of the soil properties (particle size distribution, density, permeability coefficients) and the uncertainties in modelling the geological strata, the calculations could give a satisfactory image of the dam behaviour under repeated high water levels and changing weather conditions.

Considering these results, both the suitability of the calculation method and the quality of the unsaturated soil parameters determined from different methods have been fully confirmed and the confidence in the relevance of unsaturated soil mechanics for practical geotechnical analysis should be able to grow. A significant disadvantage for the application of theories of unsaturated soil mechanics in practice is cleared out of the way with confirmation of the suitability of the simplified determination of the water retention curves.

This thesis has investigated the seepage through and below the dam only, but the measured and calculated water retention curves provide the basis for the treatment of other types of geotechnical engineering analyses based on shear strength and volume change behaviour to guarantee slope stability (ultimate limit state) and acceptable deformations (serviceability limit state).

Since all investigated soils were granular and non-plastic, the conclusions should be checked before applying them to clayey soils. Further studies in this area, e.g. on the application of the various methods for determining the water retention curve of the fine-grained, plastic soils, are recommended. Also recommended are further research projects that enable the transmission of laboratory results to field conditions. Taking account of the knowledge gained in this work, the protocols established by Fredlund & Houston (2009) for the assessment of the unsaturated soil properties should be disseminated more widely in practice.

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Eingebaute Instrumente mit Höhenlage und Tiefe ab OKT.....	48
Tabelle 3.2: Phasen des Versuchsablaufs.....	50
Tabelle 4.1: Zusammenstellung der Klassifikationsresultate.	77
Tabelle 4.2: Zusammenstellung der Oedometerresultate des siltigen Sandes.....	77
Tabelle 4.3: Zusammenstellung der Wasserretentions-Versuche im Labor.....	84
Tabelle 4.4: Zusammenstellung der Kennwerte der Feld-Wasserretentionskurven aus den Absorptions- und Desorptionsphasen.	92
Tabelle 4.5: Zusammenstellung der Kennwerte der Feld-Wasserretentionskurven aus den Desorptionsphasen.....	95
Tabelle 4.6: Zusammenstellung der Durchlässigkeitsbeiwerte nach Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1956) und Chapuis (2004).....	118
Tabelle 5.1: Zusammenstellung der Bodenkennwerte für die Modellierung.	129

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Standorte einiger wichtiger Korrektionsarbeiten in der Schweiz.	6
Abbildung 2.2: Situation der Kander unterhalb der Einmündung mit der Simme. Altlauf vor 1714, Durchstich von 1711-1714 (Vischer, 2003).	7
Abbildung 2.3: Längs- und Querschnitt des Kanderdurchstichs im Strättlignhügel 1711-1714 sowie 275 Jahre später (Vischer, 2003).	8
Abbildung 2.4: Situation der Linthebene. Altläufe vor der Linthkorrektion von 1807-1816. Molliserkanal (heute Escherkanal) und Linthkanal nachher (Vischer, 2003).	10
Abbildung 2.5: Linthkanal während des Hochwassers von Mai 1999. Links und rechts sind die beiden Hintergräben ersichtlich, im Vordergrund der noch tiefer liegende Meliorationskanal (Speich, 2002).	11
Abbildung 2.6: Heutige Situation des Rhonelaufs oberhalb des Genfersees (Vischer, 2003).	12
Abbildung 2.7: Ansicht und Grundriss des Längsdammes mit Bühnen (Vischer, 2003).	12
Abbildung 2.8: Typische Querschnitte der ersten Rhonekorrektion (DFI, 1964).	13
Abbildung 2.9: Grosse überregionale Hochwasserereignisse seit 1800 (Bezzola et al., 2008).	15
Abbildung 2.10: Schäden durch Hochwasser und Rutschungen seit 1972 (Bild WSL nach Bezzola et al., 2008).	15
Abbildung 2.11: Hydraulischer Grundbruch am Dammfuss.	18
Abbildung 2.12: Die "geotechnische Welt" in den temperierten feuchten Regionen (übersetzt aus Fredlund, 1995).	19
Abbildung 2.13: Klassifikation der Zonen innerhalb eines gesättigten-ungesättigten Profils, (übersetzt aus Fredlund, 2000).	20
Abbildung 2.14: Unterteilung der Bodenmechanik nach Art der Fragestellung (übersetzt aus Fredlund, 1995).	23
Abbildung 2.15: Visualisierung des Durchlässigkeitsbeiwerts in der ungesättigten Zone (übersetzt aus Fredlund, 1995)	24

Abbildung 2.16: Typische Wasserretentionskurve (Desorptionskurve) mit den verschiedenen Sättigungszonen (übersetzt aus Fredlund et al., 2012).....	25
Abbildung 2.17: Hysterese der Wasserretentionskurve (übersetzt aus Fredlund et al., 2012).	26
Abbildung 2.18: Typische Desorptionskurven für Sand, Silt und Ton (übersetzt aus Fredlund et al., 2012).....	27
Abbildung 2.19: Möglichkeiten für die Bestimmung der Funktionen der ungesättigten Bodeneigenschaften im Labor (übersetzt aus Fredlund, 2000).....	28
Abbildung 2.20: Verwendung eines Expertensystems (übersetzt aus Fredlund, 2000).	28
Abbildung 3.1: Standort der Versuchszelle.	31
Abbildung 3.2: Übersichtsplan Lage der Versuchszelle (Plan Ingenieurbüro Teyssere & Candolfi AG, Visp).	32
Abbildung 3.3: Satellitenfoto mit erkennbarer Zelle (© search.ch, Teleatlas, swisstopo 5704002135).	32
Abbildung 3.4: Grundriss der Versuchszelle.	33
Abbildung 3.5: Querschnitt der Versuchszelle mit der späteren Verkürzung.	34
Abbildung 3.6: Ostansicht der langen Zelle während den Bauarbeiten.	34
Abbildung 3.7: Ostansicht der Zelle mit Brücke nach Fertigstellung.	34
Abbildung 3.8: Ansicht aus Westen mit Absetzbecken.	35
Abbildung 3.9: Ansicht der Wasserrfassung in der Rhône.	35
Abbildung 3.10: Aufnahme der verkürzten Zelle mit Messcontainer.	36
Abbildung 3.11: Lage der Bohrungen.....	36
Abbildung 3.12: Geologie des Versuchsquerschnittes.....	37
Abbildung 3.13: Schematische Skizzen der eingesetzten Messeinrichtungen.	40
Abbildung 3.14: Lage der Messinstrumente.....	41
Abbildung 3.15: Ansicht der Messanlage kurz nach Inbetriebnahme (TSM 8 noch nicht eingebaut), Flusseite.	42

Abbildung 3.16: Ansicht der Messanlage kurz nach Inbetriebnahme (Tensiometer TSM 9 und 10 noch nicht eingebaut), Landseite.....	42
Abbildung 3.17: Jet Fill Tensiometer mit Druckdose (Hersteller: Soil Moisture).	44
Abbildung 3.18: TDR-Sonde (Hersteller: Markasub).....	45
Abbildung 3.19: Ansicht einer EnviroSmart-Sonde (Bild Campbell Scientific, Inc.).	46
Abbildung 3.20: Versuchsablauf mit Zellenwasserstand und Rhonepegel.	49
Abbildung 3.21: Versuchsablauf mit ausgewählten Piezometermessungen.....	51
Abbildung 3.22: Versuchsablauf mit ausgewählten Temperaturmessungen.	51
Abbildung 3.23: Verlauf des volumetrischen Wassergehalts beim EnviroSmart 1.6 (eingebaut auf der Wasserseite, Tiefe ab OKT = 1.22 m).	52
Abbildung 3.24: Verlauf der Saugspannungen beim Tensiometer 1 (eingebaut auf der Wasserseite, Tiefe ab OKT = 1.49 m).	52
Abbildung 3.25: Versuchsverlauf, Phase I.	53
Abbildung 3.26: Resultate der Piezometermessungen, Phase I.	54
Abbildung 3.27: Ausgewählte Temperaturmessungen, Phase I.	54
Abbildung 3.28: EnviroSmart-Messungen ESM 1 (Wasserseite), Startphase.	55
Abbildung 3.29: Tensiometer-Messungen TSM 2 (Wasserseite), Startphase.	56
Abbildung 3.30: EnviroSmart-Messungen ESM 2 (Wasserseite), Startphase.	56
Abbildung 3.31: EnviroSmart-Messungen ESM 3 (Landseite), Phase I.....	57
Abbildung 3.32: Piezometermessungen, Phase II.	58
Abbildung 3.33: Temperaturmessungen, Phase II.	59
Abbildung 3.34: TDR-Messungen auf der Flussseite, Hochwassersimulation, Phase II.....	60
Abbildung 3.35: EnviroSmart-Messungen ESM 3 auf der Landseite, Phase II.	61
Abbildung 3.36: EnviroSmart-Messungen ESM 1, Anfang Phase III.	62
Abbildung 3.37: EnviroSmart-Messungen ESM 2, Anfang Phase III.	63
Abbildung 3.38: EnviroSmart-Messungen ESM 3, Anfang Phase III.	63

Abbildung 3.39: EnviroSmart-Messungen ESM 4, Anfang Phase III.	64
Abbildung 3.40: TDR-Messungen, Anfang Phase III.....	65
Abbildung 3.41: Piezometermessungen, Phase III.	66
Abbildung 3.42: Temperaturmessungen, Phase III.	66
Abbildung 3.43: EnviroSmart-Messungen ESM3, Phase III.....	67
Abbildung 3.44: Versuchsverlauf, Phase IV.	68
Abbildung 3.45: Piezometermessungen, Phase IV.	69
Abbildung 3.46: Temperaturmessungen, Phase IV.....	70
Abbildung 3.47: EnviroSmart-Messungen ESM3, Phase IV.	71
Abbildung 3.48: EnviroSmart-Messungen ESM 4, Phase IV.	72
Abbildung 3.49: Vergleich EnviroSmart ESM 1.6 vs. TDR3, Phase IV.	73
Abbildung 4.1: Korngrößenverteilungen des Dammmaterials.	75
Abbildung 4.2: Korngrößenverteilungen der oberen limnischen Ablagerungen.....	76
Abbildung 4.3: Korngrößenverteilungen der unteren limnischen Ablagerungen.....	76
Abbildung 4.4: Resultate der Oedometerversuche des siltigen Sandes.	78
Abbildung 4.5: Kenngrößen der Wasserretentionskurve.	79
Abbildung 4.6: Wasserretentionskurven der Probe 47238-14, Fredlund-Zelle.	80
Abbildung 4.7: Wasserretentionskurven der Probe 47430, Fredlund-Zelle.....	80
Abbildung 4.8: Wasserretentionskurven (Desorption), Pressure Plate Extractor.	81
Abbildung 4.9: Wasserretentionskurven (Desorption), Tempe-Zelle.....	81
Abbildung 4.10: Durchlässigkeitsbeiwert der Probe 47430, Tempe-Zelle.....	82
Abbildung 4.11: Durchlässigkeitsbeiwert der Probe 47431, Tempe-Zelle.....	82
Abbildung 4.12: Zusammenstellung der Labor-Wasserretentionskurven ($\psi - \theta$) nach Versuchstyp und Labornummer.	83

Abbildung 4.13: Zusammenstellung der Labor-Wasserretentionskurven ($\psi - S_r$) nach Versuchstyp und Labornummer.	83
Abbildung 4.14: Labor-Wasserretentionskurven mit Annäherungskurven ($\psi - \theta$) nach Fredlund & Xing (1994).	84
Abbildung 4.15: Annäherungskurven ($\psi - S_r$) der Laborversuche.	85
Abbildung 4.16: Zusammenstellung aller Tensiometer - EnviroSmart – Messwerte (nur Werte $\theta \leq 60$ %).	86
Abbildung 4.17: Zusammenstellung aller Tensiometer –TDR – Messwerte (nur Werte $\theta \leq 60$ %).	87
Abbildung 4.18: Schematische Darstellung der Hysterese der Wasserretentionskurve (angepasst aus Pham et al. 2005).....	88
Abbildung 4.19: Zusammenstellung aller Messwerte (TSM/ ESM & TSM/TDR) auf der Flusseite ($\psi - S_r$).....	89
Abbildung 4.20: Zusammenstellung aller Messwerte (TSM/ ESM & TSM/TDR) auf der Landseite ($\psi - S_r$).	89
Abbildung 4.21: Gemessene Wasserretentionskurve Tensiometer 1 / EnviroSmart 1.6.	90
Abbildung 4.22: Gemessene Wasserretentionskurve Tensiometer 1 / TDR 3.	91
Abbildung 4.23: Zusammenstellung aller Lufteintrittswerte aus den Laborversuchen und den Feld-Wasserretentionskurven.....	93
Abbildung 4.24: Zusammenstellung aller Wasserretentionskurven-Messungen (TSM/ ESM & TSM/TDR) auf der Flusseite während den Desorptionsphasen.	94
Abbildung 4.25: Zusammenstellung aller Wasserretentionskurven-Messungen (TSM/ ESM & TSM/TDR) auf der Landseite während den Desorptionsphasen.....	94
Abbildung 4.26: Wasserretentionskurve Tensiometer 3 / TDR 1.	96
Abbildung 4.27: Wasserretentionskurve aus den Messwerten Tensiometer 1 / TDR 3.	97
Abbildung 4.28: Graphische Konstruktion zur Bestimmung der "Fitting"-Parameter (nach Fredlund & Xing, 1994).....	98
Abbildung 4.29:Zusammenstellung aller gemessenen Feld-Wasserretentionskurven ($\psi - \theta$).	99

Abbildung 4.30: Zusammenstellung aller gemessenen Feld-Wasserretentionskurven ($\psi - S_r$).	99
Abbildung 4.31: Kornverteilungen für die Prognose der Wasserretentionskurven (farbig). .	100
Abbildung 4.32: Wasserretentionskurven (Desorption) des Dammmaterials berechnet aus den Korngrößenverteilungen nach Arya & Paris (1981).	104
Abbildung 4.33: Wasserretentionskurven (Desorption) der oberen limnischen Ablagerungen (3 von 5 Proben) berechnet aus den Korngrößenverteilungen nach Arya & Paris (1981).	104
Abbildung 4.34: Wasserretentionskurven (Desorption) der unteren limnischen Ablagerungen berechnet aus den Korngrößenverteilungen nach Arya & Paris (1981)..	105
Abbildung 4.35: Wasserretentionskurven des Dammmaterials nach dem "Modified-Kovacs"- Modell (Desorptionskurve) (Aubertin et al., 1998).	107
Abbildung 4.36: Wasserretentionskurven (Desorption und Absorption) des Dammmaterials nach dem "Modified Kovacs mit Hysterese"-Modell (Maqsoud et al., 2012).	108
Abbildung 4.37: Wasserretentionskurven (Desorption und Absorption) der oberen limnischen Ablagerungen (4 Proben) nach dem "Modified Kovacs mit Hysterese"- Modell (Maqsoud et al., 2012).	108
Abbildung 4.38: Wasserretentionskurven (Desorption und Absorption) der unteren limnischen Ablagerungen nach dem "Modified Kovacs mit Hysterese"-Modell (Maqsoud et al., 2012).	109
Abbildung 4.39: Zusammenstellung aller Feld-Wasserretentionskurven mit gekennzeichneter Bandbreite der Messresultate.	110
Abbildung 4.40: Vergleich der Laborresultate mit dem Streuband der Feldresultate.	110
Abbildung 4.41: Vergleich der Laborresultate mit dem Streuband der nach Arya & Paris (1981) berechneten Wasserretentionskurven ($e = 0.82$).	111
Abbildung 4.42: Vergleich der nach Arya & Paris (1981) berechneten Wasserretentionskurven mit dem Streuband der Feldresultate.	112
Abbildung 4.43: Vergleich der nach "Modified Kovacs mit Hysterese" (Maqsoud et al., 2012) berechneten Wasserretentionskurven (Desorptionskurven) mit dem Streuband der Feldresultate.	112

Abbildung 4.44: Vergleich der nach "Modified Kovacs mit Hysterese" (Maqsoud et al., 2012) berechneten Wasserretentionskurven (Adsorptionskurven) mit dem Streuband der Feldresultate.	113
Abbildung 4.45: Vergleich der Wasserretentionskurven für die Messstelle B und die Probe Nr. 47238-14 mit dem Streuband der Feldresultate.	113
Abbildung 4.46: Durchlässigkeitsfunktionen der Probe Nr. 47238-20.	122
Abbildung 4.47: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Durchlässigkeitsfunktionen der Proben Nr. 47430 und Nr. 47431.	122
Abbildung 5.1: Geometrie und Geologie des FE-Modells.	126
Abbildung 5.2: FE-Netz des untersuchten Modells.	127
Abbildung 5.3: Modellskizze mit den hydraulischen Randbedingungen (Phase I).	127
Abbildung 5.4: Gemessener (in Farbe) und modellierter Zellenwasserstand.	130
Abbildung 5.5: Volumetrischer Wassergehalt am Versuchsstart, Zellenwasserspiegel bei $h = 21$ m (641 müM).	131
Abbildung 5.6: Volumetrischer Wassergehalt am Versuchsstart (Ausschnitt aus Abbildung 5.5).	131
Abbildung 5.7: Volumetrischer Wassergehalt nach 27.25 und 78.8 Tagen mit dazugehörendem Zellenwasserspiegel im mittleren Diagramm.	132
Abbildung 5.8: Volumetrischer Wassergehalt nach 92.8 und 100 Tagen.	133
Abbildung 5.9: Volumetrischer Wassergehalt nach 113.8 und 190.8 Tagen.	134
Abbildung 5.10: Volumetrischer Wassergehalt nach 236.8 und 387.8 Tagen.	135
Abbildung 5.11: Volumetrischer Wassergehalt nach 412.2 und 415 Tagen.	136
Abbildung 5.12: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 1.2 & ESM 1.6 (Messstelle A).	138
Abbildung 5.13: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 2.2 & ESM 2.6 (Messstelle B).	139

Abbildung 5.14: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 3.2 & ESM 3.5 (Messstelle C).	140
Abbildung 5.15: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 4.2 & ESM 4.5 (Messstelle D).	141
Abbildung 5.16: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den Tensiometer – Messungen (schwarz) TSM 1 & TSM 2 (Messstellen A & B).	142
Abbildung 5.17: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den Tensiometer – Messungen (schwarz) TSM 5 & TSM 7 (Messstellen C & D).	143
Abbildung 5.18: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 1.2 & ESM 1.6 (Messstelle A).	145
Abbildung 5.19: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 2.2 & ESM 2.6 (Messstelle B).	146
Abbildung 5.20: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 3.2 & ESM 3.5 (Messstelle C).	147
Abbildung 5.21: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 4.2 & ESM 4.5 (Messstelle D).	148
Abbildung 5.22: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den Tensiometer – Messungen (schwarz) TSM 1 & TSM 2 (Messstelle A & B).	149
Abbildung 5.23: Vergleich der numerischen Ergebnissen (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den Tensiometer – Messungen (schwarz) TSM 5 & TSM 7 (Messstelle C & D).	150

Symbolverzeichnis

Symbol	Einheit	Bezeichnung
a, m, n	[-]	Fitting-Parameter (Gleichung von Fredlund und Xing)
a_c	[-]	Konstante ≈ 0.01 für grobkörnige Böden
a_f	[-]	Inflexionspunkt bezüglich des Lufteintrittswerts des Bodens
a_{vm}, m_{vn}, n_{vm}	[-]	Fitting-Parameter für die Wasserretentionskurve
b	[kN/m ²]	Obere Grenze der Integration
$C(\psi)$	[-]	Korrekturfunktion
C_c		Kompressionswert Erstbelastung
C_{K-C}		empirischer Koeffizient nach Kozeny-Carman
C_s		Kompressionswert Wiederbelastung
C_u	[-]	Ungleichförmigkeitszahl = d_{60}/d_{10}
D	[m]	Kugeldurchmesser
d_{10}, d_{60}	[m]	Korndurchmesser der 10%-, 60%-Anteils der Summationskurve
$D_{ave\ i}$	[m]	mittlere Korngrösse zwischen zwei Sieböffnungen
D_{eff}	[m]	effektiver Durchmesser
D_{li}	[m]	Grösster Korndurchmesser der i-ten Fraktion
D_{si}	[m]	Kleinster Korndurchmesser der i-ten Fraktion
e	[-]	Eulerzahl (2.71828)
e	[-]	Porenzahl
e_0	[-]	Initiale Porenzahl
f_i		Fraktion der Körner zwischen zwei Siebdurchmessern
g	[m ² /s]	Erdbeschleunigung
h_{co}	[m]	äquivalente kapillare Steighöhe
h_{cod}	[m]	äquivalente kapillare Steighöhe für die Desorptionskurve
h_{cow}	[m]	äquivalente kapillare Steighöhe für die Adsorptionskurve
h_i	[m]	Gesamtlänge der Poren
h_0	[m]	Höhe der Probe am Versuchsanfang
k, k_w	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert
k_h	[m/s]	horizontaler Durchlässigkeitsbeiwert
k_r	[m/s]	relativer Durchlässigkeitsbeiwert
k_s, k_{sat}	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert im gesättigten Zustand
k_v	[m/s]	vertikaler Durchlässigkeitsbeiwert
m	[-]	$1/C_u$
m_f	[-]	Parameter bezüglich dem Restwassergehalt

Symbol	Einheit	Bezeichnung
n	[-]	Porosität
n_f	[-]	Parameter, der die Neigung der Wasserretentionskurve am Inflexionspunkt kontrolliert
n_i	[-]	Anzahl sphärischer Körner in der i-ten Kornfraktion
R_i	[m]	Durchschnittlicher Kornradius
r_i	[m]	Durchschnittlicher Porenradius
S	[1/kN/m ²]	Steilheit der Wasserretentionskurve
S_a^*	[-]	Gekappter Wert der adhäsiven Sättigung
S_a	[-]	adhäsive Sättigung
S_c	[-]	kapillare Sättigung
SF	[-]	Formfaktor
S_o	[1/cm]	Spezifische Oberfläche pro Volumeneinheit der Partikel
S_r	[-]	Sättigungsgrad
T_s	[kN/m ²]	Oberflächenspannung des Wassers
u_a	[kN/m ²]	Luftdruck
u_w	[kN/m ²]	Porenwasserspannung
V_{bi}	[m ³ /g]	Probenvolumen pro Gewichtseinheit
V_p	[m ³]	Porenvolumen
V_{pi}	[m ³]	Gesamtvolumen der Festkörper
V_{tot}	[m ³]	Gesamtvolumen des Bodens
V_{vi}	[m ³ /g]	Porenvolum pro g der Festpartikel der i-ten Kornfraktion
V_w	[m ³]	Wasservolumen
w	[-]	Volumetrischer Wassergehalt
W_i	[g]	Gewicht der i-ten Kornfraktion
x, y	[-]	Integrationsvariablen
α	[-]	Empirischer Modellparameter ($\alpha = 1.38$, Arya & Paris, 1981))
β_d	[°]	Kontaktwinkel für Drainagebedingungen
Δh	[m]	Höhenänderung der Probe
ε	[-]	h_{cod}/h_{cow}
ε_v	[-]	spezifische Zusammendrückung
γ_d	[kN/m ³]	Trockenraumgewicht
γ_s	[kN/m ³]	Raumgewicht der Festsubstanz
γ_w	[kN/m ³]	Raumgewicht des Wassers
φ'	[°]	Reibungswinkel
φ^b	[°]	Von der Saugspannung abhängiger Reibungswinkel
μ	[m ² /s]	Viskosität des Wassers
π	[kN/m ²]	Osmotische Saugspannung

Symbol	Einheit	Bezeichnung
Θ	[°]	Kontaktwinkel zwischen Wasser und Körner
θ	[-]	Volumetrischer Wassergehalt
θ'	[-]	Ableitung der Wasserretentionskurve
θ_i	[-]	Volumetrischer Wassergehalt am Inflexionspunkt der Wasserretentionskurve
θ_L	[-]	Untere Grenze des volumetrischen Wassergehalts
θ_r, θ_{res}	[-]	Volumetrischer Restwassergehalt
θ_s	[-]	Volumetrischer Sättigungswassergehalt
θ_{vi}	[-]	Volumetrischer Wassergehalt (für ein Porenvolumen, das der oberen Grenze der Korngrössenfraktion i entspricht)
θ_{vi}^*	[-]	Durchschnittlicher volumetrischer Wassergehalt (für ein Porenvolumen, das dem Mittelpunkt der Korngrössenfraktion i entspricht)
σ	[kN/m ²]	Totale Spannung
σ'	[kN/m ²]	Effektive Spannung
σ_n	[kN/m ²]	Normale totale Spannung
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	[kN/m ²]	Totale Spannungen in x, y, z-Richtung
τ	[kN/m ²]	Scherspannung
ψ	[kN/m ²]	Totale Saugspannung
ψ_a	[kN/m ²]	Saugspannung bei der die Sättigung der grössten Poren zu abnehmen beginnt auf der Desorptionskurve
ψ_{AEV}	[kN/m ²]	Lufteintrittswert (air entry value)
ψ_{AEVd}	[kN/m ²]	Lufteintrittswert (air entry value) aus den Desorptionsphasen
ψ_i	[kN/m ²]	Saugspannung am Inflexionspunkt der Wasserretentionskurve
ψ_n	[kN/m ²]	1 in der jeweiligen Einheit der Saugspannung
ψ_r, ψ_{res}	[kN/m ²]	Residuale Saugspannung (beim volumetrischen Wassergehalt θ_r)
ψ_{st}	[kN/m ²]	Saugspannung bei vollständiger Sättigung
ψ_0	[kN/m ²]	10 ⁷ cm Wassersäule bzw. 10 ⁶ [kN/m ²]

strecken und es müssen Prioritäten entsprechend dem Gefährdungspotential gesetzt werden.

Erschwerend dabei ist, dass das Verhalten der Flusssdämme bei aussergewöhnlichen Hochwassern nur schlecht bekannt und schwer vorauszusagen ist. Wichtige Regeln der Baukunst, wie die Wahl des geeigneten Baumaterials, die Verdichtung beim optimalen Wassergehalt und die Einhaltung der Filterkriterien waren zur Bauzeit noch nicht definiert. Ihre Einhaltung wäre mehr oder weniger zufällig. Die Bauarbeiten wurden von Hand unter Verwendung der in der Nähe der Baustellen vorhandenen Materialien durchgeführt. Es muss also mit einer bedeutenden Streuung der verwendeten Baumaterialien, der geotechnischen Eigenschaften und folglich des Dammverhaltens gerechnet werden. Während mehr als einem Jahrhundert sind die Dämme durch Hochwasserereignisse und durch die wechselnde Witterung einer zyklischen Belastung ausgesetzt, von der eine Schwächung dieser Bauwerke zu erwarten ist. Eingriffe in die Dämme, wie der Einbau von "Fremdkörpern", wie Brückenpfeiler, Gas- oder andere Infrastrukturleitungen, ohne die Bautätigkeit von Wühltieren zu vergessen, sorgen für zusätzliche mögliche Schwachstellen. Die Konsequenzen dieser Alterung bleiben bei normalen Wasserständen lange ohne Folgen, sie machen sich nicht selten erst bei Hochwasserereignissen mit katastrophalen Folgen bemerkbar. Eine Beobachtung der Dämme bei tiefen bis mittleren Wasserständen ist in Bezug auf ihr Verhalten bei Hochwasserereignissen nicht sehr aussagekräftig. Beobachtungen des Dammverhaltens während Hochwasserereignissen fehlen weitgehend.

Im Hinblick auf die Priorisierung und die Planung der notwendigen Baumassnahmen sind zusätzliche Kenntnisse von Flusssdämmen, von ihren massgebenden geotechnischen Eigenschaften, vom Verhalten unter variierender Wasserbelastung und wechselnder Witterung notwendig. Diese Forschungsarbeit soll dazu weitere Eingangsdaten liefern.

In dieser Arbeit wird der in der Schweiz übliche Begriff eines Dammes verwendet. Dies entspricht weitgehend dem im deutschsprachigen Raum ebenfalls üblichen Ausdruck „Flussdeich“, siehe z.B. DWA (2011).

1.1 Forschungsbedarf

Die Reaktion eines Dammes auf Wasserspiegelschwankungen und Witterungseinflüsse ist ein komplexer transienter Prozess, der nur mit Hilfe moderner Berechnungsmethoden rechnerisch erfasst werden kann. Leistungsfähige numerische Programme stehen heute zur Verfügung, die eine Berücksichtigung der Variation der Bodeneigenschaften in Funktion der Sättigung und der sich zeitlich ändernden Einwirkungen erlauben. Die Bestimmung der notwendigen Bodenkennwerte im Labor ist aber zeitraubend und kostenintensiv, so dass die modernen Rechenmethoden mangels zuverlässiger Bodenkennwerte nur schleppend Anwendung in der Praxis finden. Es fehlen auch genügend Messdaten an ausgeführten Bauwerken, die eine Validierung dieser Programme erlauben würden. Das Ziel dieser Untersuchungen an einem bestehenden Dammquerschnitt ist, durch Messungen ein besseres Verständ-

nis des Dammverhaltens unter Berücksichtigung sowohl des gesättigten als auch des ungesättigten Zustands des Damm- und Untergrundmaterials zu erhalten.

Neben besseren Kenntnissen über das Verhalten bestehender Dämme soll diese Arbeit auch Daten liefern, die als Basis für eine breitere praktische Anwendung der ungesättigten Bodenmechanik dienen können. Solange nicht genügend Feldmessungen an ausgeführten Objekten vorhanden sind, wird auch das Vertrauen in die neue Wissenschaft und ihre Akzeptanz in der Praxis gering bleiben. Die neue Hochwasserschutzphilosophie verlangt die Berücksichtigung des Überlastfalls. In diesem Rahmen sind z. B. neue robuste (d.h. kein plötzliches Versagen) Schutzbauwerke wie überströmbare Dämme (kontrolliertes Versagen) zu entwerfen: die ungesättigte Bodenmechanik soll helfen, diese neuen Konzepte sicher in den Dammbau einzuführen.

1.2 Ziele und Methodik der Arbeit

1.2.1 Übergeordnete Ziele der Arbeit

Das Ziel dieser Untersuchungen an einem bestehenden Dammquerschnitt ist eine Erfassung der Dammreaktion auf die Beanspruchungen durch Wasserspiegelschwankungen und Witterungseffekte. Die Wasserretentionskurve, die die Beziehung zwischen der vorhandenen Saugspannung und dem volumetrischen Wassergehalt beschreibt, soll als massgebender ungesättigter Bodenkennwert in situ bestimmt und mit den Resultaten der indirekten Bestimmung der Wasserretentionskurve mit Hilfe von einfachen Bodenkennwerten verglichen werden. Damit soll untersucht werden, ob die langwierige und kostspielige Bestimmung der ungesättigten geotechnischen Bodeneigenschaften im Labor durch eine indirekte Bestimmung mit Hilfe von einfachen Bodenkennwerten wie der Korngrößenverteilung für die praktische Anwendung ergänzt werden kann. Eine Modellierung des Feldversuches mit der FE-Methode soll anschliessend unter Berücksichtigung der im Feld bestimmten Kennwerte durchgeführt und mit den Messresultaten verglichen werden und somit einen Beitrag zur Validierung der numerischen Modellierung und der vereinfachten Verfahren für die Bestimmung der ungesättigten Bodenparameter liefern.

1.2.2 Feldversuch

In einer eigens dafür gebauten Versuchszelle soll der Damm durch wiederholte Hochwasserbelastungen und wechselnde Witterung (inkl. Berieselungsversuche) belastet werden und seine Antwort messtechnisch erfasst werden. Dabei sollen sowohl der ungesättigte als auch der gesättigte Bereich in die Untersuchungen einbezogen werden. Als wichtiges Ziel der Versuche gilt die Bestimmung der Wasserretentionskurven in situ. Diese sollen als Referenz für den Vergleich mit den im Labor gemessenen oder indirekt bestimmten Wasserretentionskurven dienen. Zusätzlich liefern die Messresultate die Basis für die Beurteilung der Resultate der Modellierung mit der Methode der Finiten Elemente.

1.2.3 Direkte und indirekte Bestimmung der ungesättigten Bodenkennwerte im Labor

Die Bestimmung der Wasserretentionskurve im Labor ist zeit- und kostenintensiv, da für jeden Messwert der Saugspannung der stationäre Zustand der Strömung abgewartet werden muss. Die Bestimmung einer einzigen Wasserretentionskurve nimmt mehrere Wochen in Anspruch. Bei den vorhandenen Dammmaterialien (es sind meistens siltige Feinsande) ist zudem die Entnahme von ungestörten Proben praktisch unmöglich, so dass die Versuche nur an aufbereiteten Proben durchgeführt werden können und es den Laborresultaten an Repräsentativität mangelt.

Die geotechnische Forschung ist seit langem daran, die ungesättigten geotechnische Bodeneigenschaften auf Basis von einfachen Eigenschaften rechnerisch zu bestimmen. Im Rahmen dieser Arbeit soll die Eignung von solchen Verfahren durch den Vergleich mit den in situ bestimmten Wasserretentionskurven auf ihre Eignung für die örtlichen Materialien untersucht werden.

1.2.4 Numerische Modellierung des Dammverhaltens

Die gewonnenen geotechnischen Eigenschaften dienen als Eingangsparameter für die Modellierung des Feldversuches mit der Methode der Finiten Elemente. Dazu wird das FE-Programmpaket GeoStudio 2012 verwendet. Mit dem Modul SEEP/W für die Berechnung von Strömungsvorgängen können die ungesättigten geotechnischen Eigenschaften des Dammmaterials, die zeitlich wechselnde simulierte Hochwasserbelastung sowie die Effekte der Witterung simuliert werden. Die Untersuchungen sollen zeigen, ob die modernen Berechnungsmethoden auf der Basis der sowohl in situ als auch im Labor bestimmten geotechnischen Eigenschaften für die Modellierung des Dammverhaltens geeignet sind.

2 Hochwasserschutz und Geotechnik

2.1 Geschichtliche Entwicklung des Hochwasserschutzes in der Schweiz

Zum 125-jährigen Bestehen der Bundesgesetzgebung im Wasserbau (Bundesgesetz über die Wasserbaupolizei WBPG vom 22. Juni 1877) verfasste der ETH-Professor D. Vischer die Schrift "Die Geschichte des Hochwasserschutzes in der Schweiz, Von den Anfängen bis ins 19. Jahrhundert" (Vischer, 2003). Da die Folgen dieser Entwicklung noch immer präsent sind, soll hier auf einige Aspekte dieser Entwicklungsgeschichte aus dieser Publikation eingegangen werden.

Erste Hochwasserschutzarbeiten in Form von örtlichen Uferbefestigungen, z.B. bei Ufersiedlungen, Schiffsanlegestellen und Brücken gab es schon in der Helvetier- und Römerzeit. Der Bedarf an Hochwasserschutzmassnahmen war aber zu dieser Zeit nicht sehr hoch, da infolge der geringen Bevölkerungsdichte die Möglichkeit bestand, aus den gefährdeten Gebieten auszuziehen. Diese kleineren Schutzarbeiten, wie auch die Arbeiten im frühen Mittelalter, sind selten dokumentiert und bei gewissen Eingriffen an Fliessgewässern ist es schwierig, zwischen Geschichte und Legende zu unterscheiden.

Ab 1700 gewann der vorbeugende und bauliche Hochwasserschutz an Bedeutung. Einerseits nahm die Bevölkerungsdichte zu (von 1.3 Millionen in 1700 auf ca 3.3 Millionen bis 1900) und mit ihr der Bedarf der Landwirtschaft an fruchtbaren Böden für die Versorgung des Volkes. Dieser Bedarf konnte aus klimatischen Gründen nur in der Ebene gedeckt werden. Es wurde immer enger in den Tälern und die Sicherung eines genügend grossen Lebens- und Landwirtschaftsraums in den Talebenen verlangte einen Ausbau der Hochwasserschutzmassnahmen, um auch die Versorgungssicherheit gewährleisten zu können. Nach den örtlichen Uferbefestigungen mussten in der Folge Eindämmungen und schliesslich Flusskorrekturen realisiert werden.

Diese Projekte waren nicht mehr durch örtliche Behörden zu verwirklichen. Die Eidgenossenschaft entwickelte sich auch parallel zu einem Bundesstaat, der durch die Verfassung von 1848 das Recht erhielt "im Interesse der Eidgenossenschaft oder eines grossen Teils derselben auf Kosten der Eidgenossenschaft öffentliche Werke zu errichten oder die Errichtung derselben zu unterstützen". Der Hochwasserschutz wurde in der Folge massgebend durch den Bund mitgetragen und die Kantone übernahmen mehrheitlich Rechte und Pflichten der Gemeinden im Hochwasserschutz.

Die zahlreichen Hochwasserereignisse des 19. Jahrhunderts beschleunigten die Entwicklung des Hochwasserschutzes. Er musste nicht nur den Schutz der sich entwickelnden Siedlungen und der grösser werdenden landwirtschaftlichen Nutzfläche gewährleisten, sondern auch einen Beitrag an den Kampf gegen die Malaria und den Typhus liefern, die durch nach Überschwemmungen kontaminiertes Grundwasser verursacht wurden.

2.1.1 Ausgewählte Korrektionsarbeiten

1: Kanderumleitung (1711-1714)
 2: Linthkorrektur (1807-1816)
 3: Alpenrheinkorrektur (1862-1900)
 4: Rhonekorrektur (1863-1894)
 5: Juragewässerkorrektur (1868-1891)

2.1.1.1 Die Kanderumleitung 1711-1714

Gemäss Vischer (2003) ist die Kander, die sich bei Wimmis noch mit der Simme vereinigt, einer der grössten Wildbäche der Schweiz. Die hohen Spitzenabflüsse kombiniert mit der starken Geschiebeführung führten nicht selten zur Auffüllung des Altlaufes der Kander. Diese

trat dann über die Ufer und zog die ganze Gegend von Allmendingen, Thun, Thierachern und Uetendorf in Mitleidenschaft (Abbildung 2.2). Der Einfluss der Kander machte sich bis nach Bern bemerkbar, denn als Folge der Kanderhochwasser schwoll die Aare an und richtete Schäden durch Überschwemmungen und Zerstörung von Bauten entlang des Flusslaufes an. Extremhochwasser der Kander waren vor der Juragewässerkorrektion sogar bis in den Aargau bemerkbar.

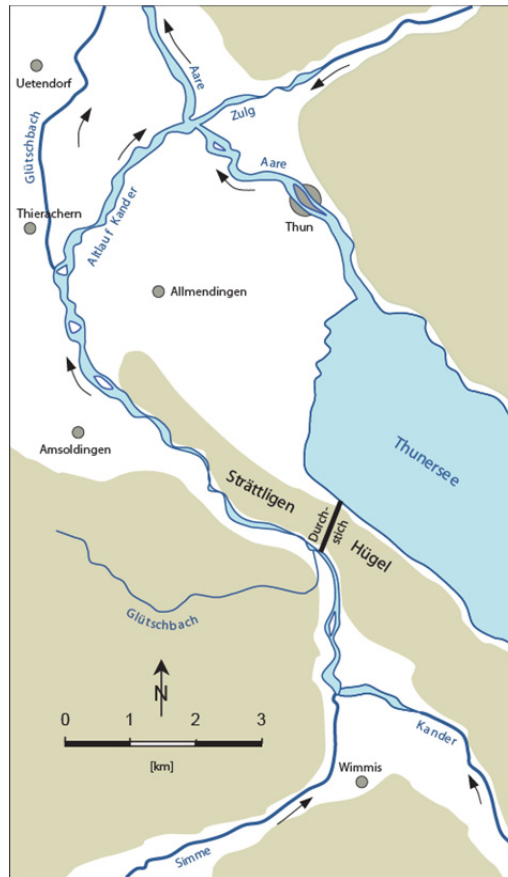


Abbildung 2.2: Situation der Kander unterhalb der Einmündung mit der Simme. Altlauf vor 1714, Durchstich von 1711-1714 (Vischer, 2003).

Schon 1698 wurde durch die betroffenen Gemeinden eine Eingabe bei der Berner Regierung gemacht, mit der Bitte, die Kander in den Thunersee zu leiten. Das Projekt sah den Kanderdurchstich durch den Strättligerhügel, aber auch Anpassungsarbeiten in Thun vor. Trotz der Opposition von einigen Gemeinden und der Stadt Thun wurde es 1710 mit der Auflage, in Thun eine Schleuse allenfalls auch einen Entlastungskanal vom See-Ende bis unterhalb der Stadt zu erstellen, bewilligt. Weiterverfolgt wurde aber nur der Kanderdurchstich. Dieser wurde, unter der Annahme einer Böschungsneigung von 6:5, als Einschnitt von 50 m Tiefe, 340 m Länge und 32 m Sohlenbreite geplant (siehe Abbildung 2.3). Anschliessend musste die Kander über eine Strecke von ca. 230 m einen Höhenunterschied von ca. 42 m überwinden. Der Ausbau dieser sehr steilen Strecke ist nicht bekannt.

Im Anschluss an ein erneutes Hochwasser gab die Berner Regierung Anfang 1711 grünes Licht für den Bau. Innert Jahresfrist konnten die mehrere hundert Arbeiter etwa ein Drittel

des Aushubes bewerkstelligen ("VOLLENDET" in Abbildung 2.3). Nach mehr als einem Jahr Unterbruch wegen des zweiten Villmergerkriegs wurden die Arbeiten unter anderer Bauleitung fortgesetzt. Dabei wurde auch das Projekt geändert und der Durchstich des Strättligenhügels erfolgte durch einen bergmännisch erstellten Stollen. Die Arbeiten konnten im Frühjahr 1714 vollendet werden.

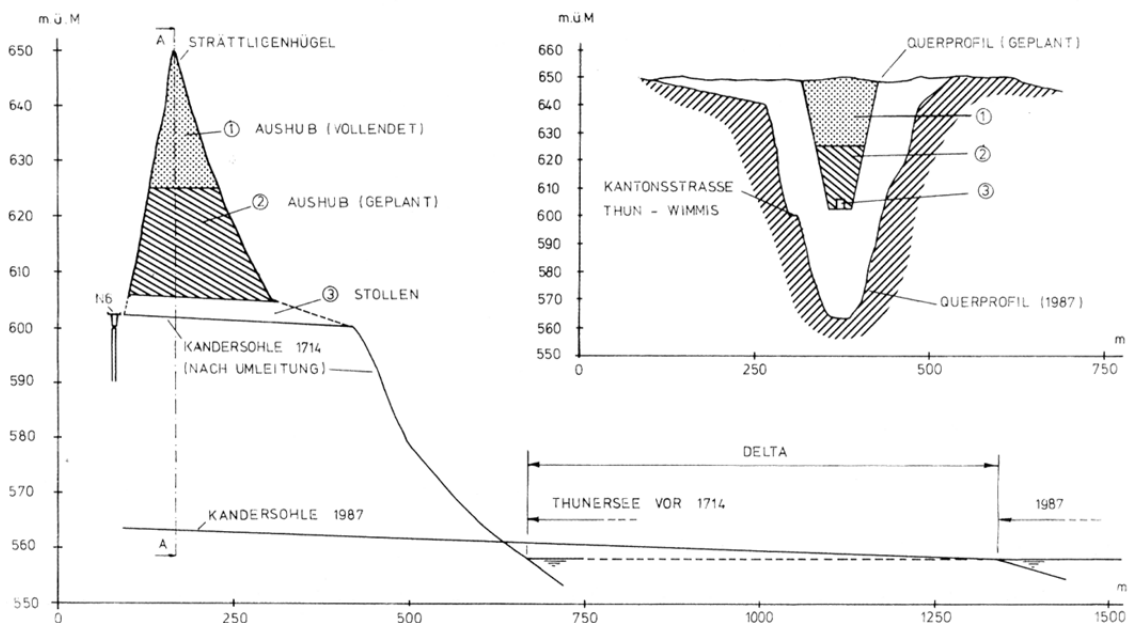


Abbildung 2.3: Längs- und Querschnitt des Kanderdurchstichs im Strättligenhügel 1711-1714 sowie 275 Jahre später (Vischer, 2003).

Ohne die Realisation der Anpassungsarbeit an der Aare in Thun abzuwarten, beschloss das Kanderdirektorium schon Mitte Mai 1714, die Kander durch den Stollen in den Thunersee umzuleiten. Diese floss anfänglich durch den Stollen und anschliessend durch die steile Schussrinne in den Thunersee. Entlang der Strecke, zwischen Stollen und See, setzte sehr rasch eine starke Erosion ein, die nach kurzer Zeit auch den Stollen in Mitleidenschaft zog.

Die resultierenden Niederbrüche im Gewölbe verursachten Senkungen, Rissebildungen und Rutschungen, so dass der Stollen in sehr kurzer Zeit zu einer durchgehenden Schlucht erweitert wurde. Mitte August 1714 floss die Kander vollständig durch den neuen, zum Teil selbst geschaffenen Lauf und der alte Lauf blieb trocken. Zwei Jahre später lag das Flussbett bereits 27 m unter der Projektsohle, heutzutage liegt er rund 40 m unter der ursprünglichen Stollensohle.

Die direkte Umleitung der Kander in den Thunersee erhöhte dessen Zufluss um über 60% und bildete ein Delta, das 1909 eine Oberfläche von fast einem Quadratkilometer erreichte. Mangels Realisierung der Anpassungsarbeiten an der Aare gab es in der Folge auch Überschwemmungen in der Stadt Thun, die man erst nach Arbeiten, die sich bis weit ins 19. Jahrhundert zogen, in den Griff bekam.

Die Kanderumleitung ist ein grossartiges Projekt, bei dem leider sowohl Behörde als auch Projektierende durch die Gewalt der Natur überfordert waren und die Kontrolle über die realisierten Massnahmen verloren. Sicher konnten aber die folgenden Korrektionsprojekte von den gemachten Fehlern profitieren und so lieferte der Kanderdurchstich einen nicht nur lokal sondern auch gesamtschweizerisch bedeutenden Beitrag zur Entwicklung des Hochwasserschutzes.

2.1.1.2 Linthkorrektion 1807-1816

Am Ende der letzten Eiszeit hingen der Walensee und der Zürichsee noch zusammen. Flüsse und Wildbäche haben sie im Laufe der Jahre durch die Zufuhr von grossen Geschiebmassen eingeengt, die Linthebene allmählich aufgeschüttet und den Zürichsee auf seinen heutigen Stand zurückgedrängt. Ab Mitte des 18. Jahrhunderts war der Fluss wegen des fehlenden Gefälles nicht mehr im Stande, sein Geschiebe selber zu transportieren, und das Linthbett hob sich in 50 Jahren um ca. 3 m. Dieser Auflandungsprozess verwandelte die Linth in einen instabilen mehrarmigen Fluss, der regelmässig über die Ufer trat. Der Walensee wurde zurückgestaut. Walenstadt und Weesen litten unter lang andauernden Überschwemmungen, und immer breitere Regionen an beiden Seeenden und in der Linthebene verwandelten sich in einen Sumpf.

Eine erste Studie über mögliche Sanierungsmassnahme wurde schon in 1784 vom Berner Geometer Lanz durchgeführt. Von den vier untersuchten Varianten sah Lanz nur eine als langfristig zielführend. Sie sah die Umleitung der Glarner Linth in den Walensee vor, sie war aber die teuerste und das Projekt wurde zu dieser Zeit nicht weiter verfolgt.

Nach Jahren der politischen Unruhe ernannte die Tagsatzung 1804 einen Planungsausschuss mit Conrad Escher an der Spitze und beschloss, die Linth in den Walensee umzuleiten und die Maag, den Ausfluss des Walensees bis Ziegelbrücke zu vertiefen (Abbildung 2.4). Die Bauarbeiten, finanziert durch die Ausgabe von über 2000 Aktien zu 200 alten Franken, konnten 1807 beginnen. Da die Umleitung der Linth in den Walensee eine jährliche Zunahme des Zuflusses um 160 % bedeutete, wurden die Arbeiten am Zufluss- und am Abflusskanal gleichzeitig begonnen. Die bei der Umleitung der Kander gemachten Fehler wurden hier nicht wiederholt.

Der Molliser- bzw. Escherkanal wurde als Doppelprofil ausgeführt. Die Dämme wurden aus an Ort und Stelle gewonnenem kiesigen und lehmigen Schüttgut gebaut. Zur Verdichtung wurde das Material geschlagen und mit Rasenziegel gegen Erosion geschützt. Der Molliserkanal wurde Anfang 1811 fertiggestellt, die Einleitung der Linth erfolgte am 8. Mai desselben Jahres.

Der Linthkanal wurde ebenfalls als Doppelprofil erstellt und die Dämme gleich gestaltet wie am Molliser Kanal. Das Mittelgerinne liess man grösstenteils durch den Fluss auswaschen. Es blieb unverkleidet, was zu Erosionsproblemen führte und später eine Befestigung mit Faschinen notwendig machte. Es wurde auch torfiger Untergrund angetroffen, der starke

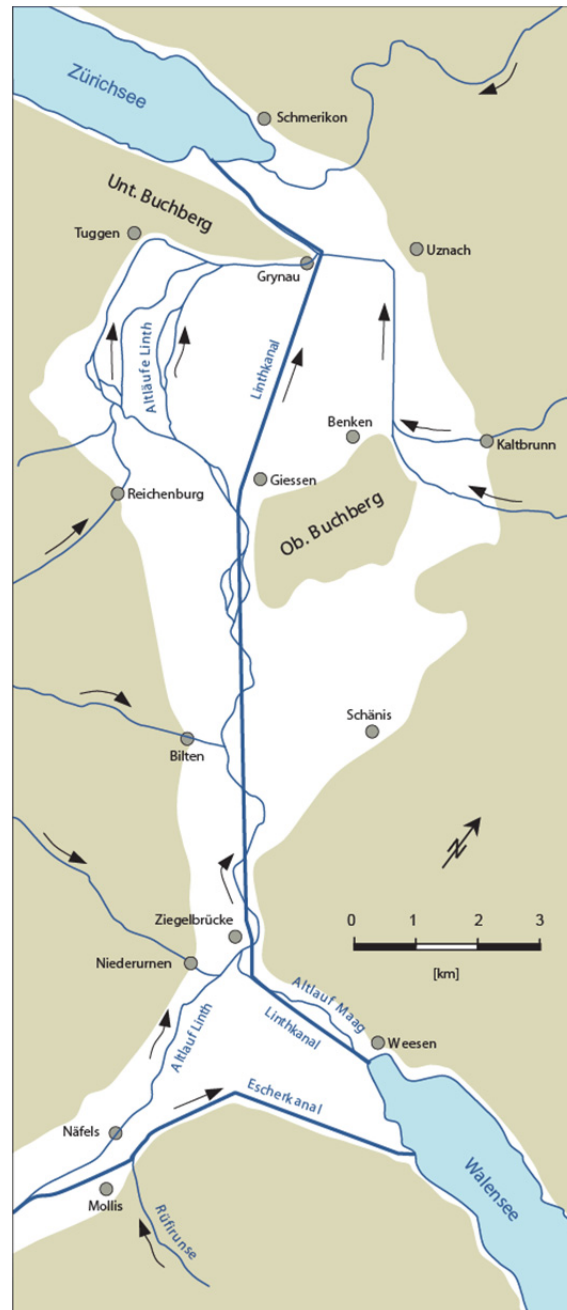


Abbildung 2.4: Situation der Linthebene. Altläufe vor der Linthkorrektur von 1807-1816.
Molliserkanal (heute Escherkanal) und Linthkanal nachher (Vischer, 2003).

Dammsetzungen verursachte und mehrmalige Nachbesserungen notwendig machte. Ausserhalb beider Dämme wurden zwei Binnenkanäle (die Hintergräben) über die ganze Linthebene gebaut, die einerseits das aussickernde Wasser sammelten und andererseits die Seitenbäche aufnahmen. Alle Arbeiten wurden von Hand ausgeführt und in Spitzenzeiten waren bis 800 einheimische Arbeiter am Werk. Der Linthkanal konnte nach der Fertigstellung der Strecke Giessen-Grynau (Benkenkanal) im April 1816 eröffnet werden.



Abbildung 2.5: Linthkanal während des Hochwassers von Mai 1999. Links und rechts sind die beiden Hintergräben ersichtlich, im Vordergrund der noch tiefer liegende Meliorationskanal (Speich, 2002).

In Abbildung 2.5 ist neben dem Linthkanal und den zwei Hintergräben noch der später gebaute und tiefer liegende Meliorationskanal zu sehen. Somit verlaufen auf sehr kurzer Distanz vier Kanäle mit drei unterschiedlichen Wasserständen, was aus dem Linthkanal ein Ausnahmebauwerk macht.

2.1.1.3 Erste Rhonekorrektur 1863 - 1894

Lange Zeit war die Bevölkerung in der Rhoneebene Opfer von regelmässigen Überschwemmungen, da der Fluss sich regelmässig über die ganze Ebene ergoss. Bis ins 19. Jahrhundert waren nur unkoordinierte Schutz- und Abwehrmassnahmen, vor allem in der Nähe von bewohnten Orten, von den Gemeinden, Anliegergemeinschaften und privaten Leuten durchgeführt worden. Jeder war aber nur um die eigene Sicherheit besorgt. Oft wurden sogenannte Schupfwuhren (*digues offensives*, wörtlich übersetzt "offensive Dämme") gebaut, die zum Schutz der Anlieger den Fluss weg vom eigenen Ufer lenkte, ohne dabei auf die dadurch entstandene Gefährdung der anderen Flussseite zu achten. Diese Vorgehensweise wurde erst 1833 nachdem ein Gesetz dem Kanton das Recht gab, Flussbauvorschriften zu erlassen, verboten. Nach den grossen Überschwemmungen der Jahre 1857 und 1860 wurde klar, dass nur eine gesamte koordinierte Korrektur der Rhone die Ebene dauerhaft von Überschwemmungen schützen konnte. Dies bewog die Walliser Regierung, für die Realisierung eines Korrektionsprojekts von der Massa bei Brig bis in die Nähe von St Maurice die Eidgenossenschaft um Hilfe zu bitten.

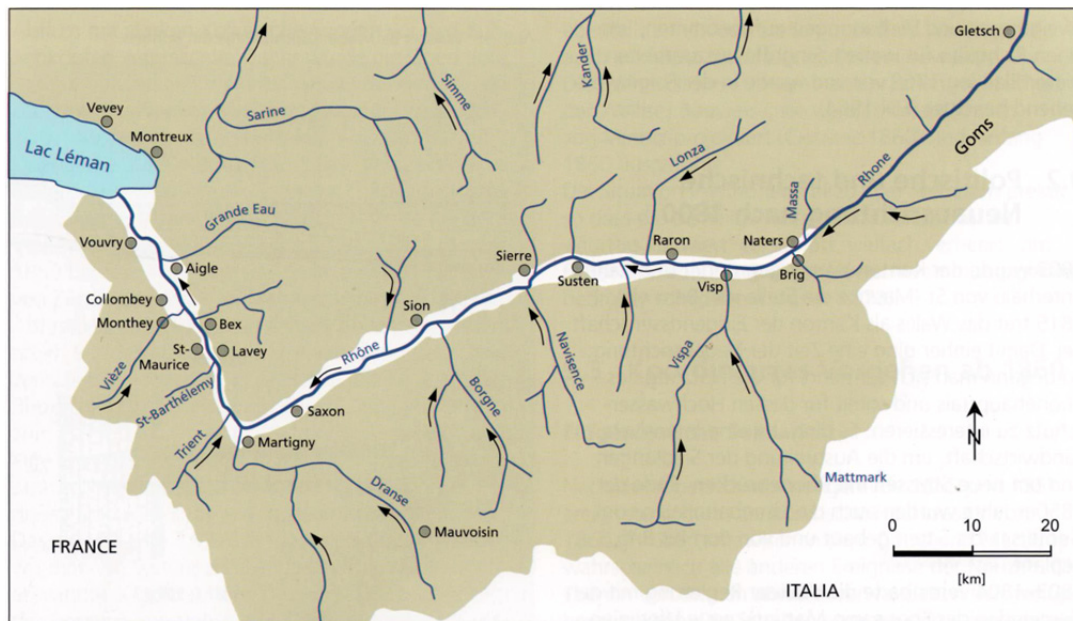
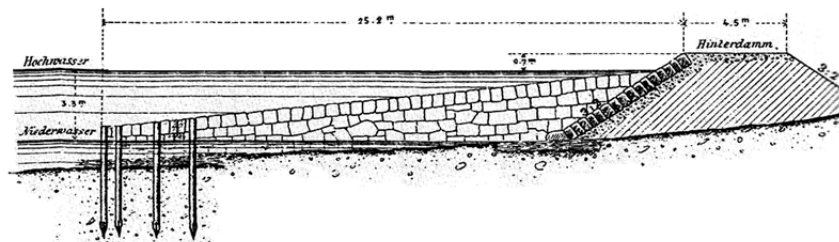


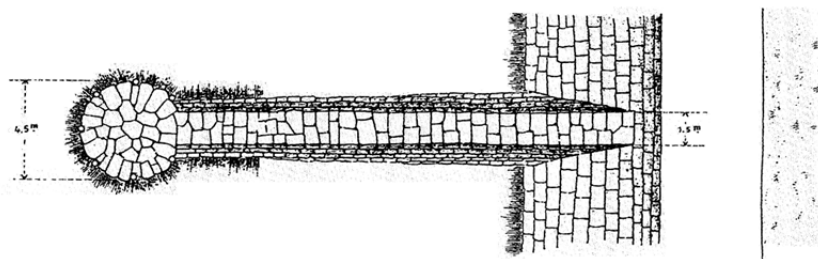
Abbildung 2.6: Heutige Situation des Rhonelaufs oberhalb des Genfersees (Vischer, 2003).

Alle Korrektionsarbeiten an der Rhone bis zum Ende der zweiten Rhonekorrektion 1961 (Abbildung 2.6) sind in der Publikation des Eidgenössischen Departements des Innern "La correction du Rhône en amont du lac Léman" (DFI, 1964) ausführlich beschrieben. Es sollen hier nur einigen Aspekte erwähnt werden.

Ansicht.



Grundriss



M = 1:200.

Abbildung 2.7: Ansicht und Grundriss des Längsdammes mit Buhnen (Vischer, 2003).

Das ursprüngliche Projekt sah zwei parallel verlaufende Dämme aus "Erde oder Kies" zum Schutz des Hinterlands gegenüber Hochwasser vor. Die Kronenbreite betrug nur 1.20 m, die Kronenbreithöhe war auf 60 cm über der Höchstwasserkote festgelegt, die Böschungsneigung zu 1:1. Die flussseitige Böschung wurde mit einem Blocksatz vor Erosion geschützt. Quer dazu waren Bühnenreihen angeordnet, die von den Dämmen mit einer Neigung von ca. 20 % bis zum Niederwasserquerschnitt reichten. Das Prinzip dieser Korrektur ist in Abbildung 2.7 ersichtlich und ist als Walliser Bauweise bekannt. Auf Anraten der Bundesexperten, zu denen Carl Culmann, Professor an der ETH Zürich zählte, wurde das Projekt in mehreren Punkten angepasst. Die Kronenbreite des Dammes ist z.B. vergrößert worden (Abbildung 2.7).

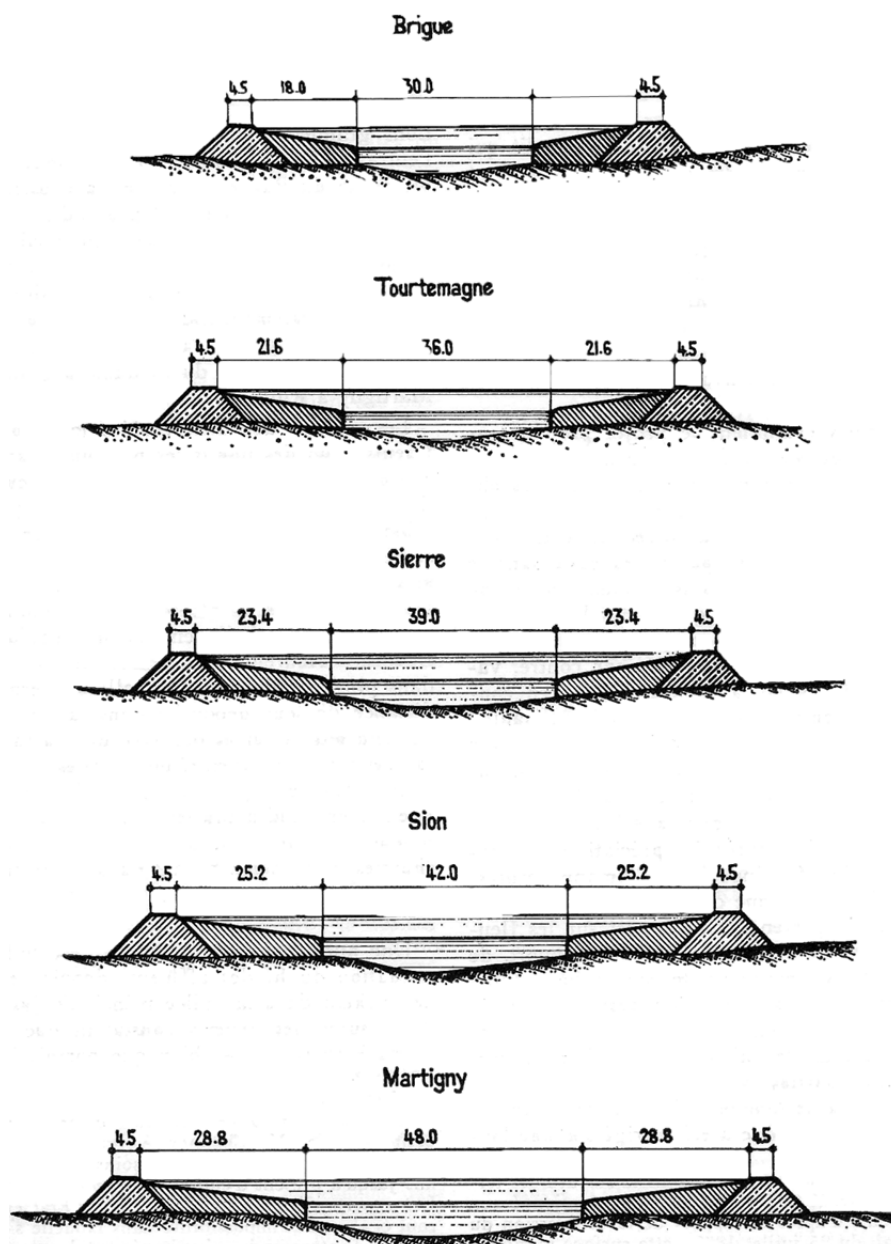


Fig. 17 - Première correction du Rhône. Profils-types

Abbildung 2.8: Typische Querschnitte der ersten Rhonekorrektur (DFI, 1964).

Typische Querprofile mit von Brig nach Martigny grösser werdenden Breiten sind in der Abbildung 2.8 dargestellt. Es handelt sich um ein typisches Doppelprofil, bei dem das Mittelgerinne durch Buhnen abgegrenzt ist.

Nachdem die Bundeskammern am 28. Juli 1863 entschieden hatten, das revidierte Projekt der ersten Rhonekorrektur zu einem Drittel zu subventionieren, konnten die Arbeiten in Angriff genommen werden. Eine Bauzeit von 12 Jahren war für die Fertigstellung der Arbeiten vorgesehen. Dieser Termin konnte u. a. wegen den zahlreichen Überschwemmungen während der Bauarbeiten nicht eingehalten werden. Die Arbeiten wurden erst 1876 grösstenteils abgeschlossen, zusätzliche Arbeiten inklusiv die notwendigen Kredite wurden bewilligt und es wurden bis zum eigentlichen Abschluss der ersten Rhonekorrektur im Jahr 1894 noch Verstärkungsarbeiten an den Dämmen und Korrekturen an den Zuflüssen realisiert. Diese Arbeiten bedeuteten aber nicht das Ende der Überschwemmungen, denn regelmässige Dammbüche waren die Folge neuer Hochwasserereignisse. Nach diesen Ereignissen, z.B., für ein Projekt bei Naters in 1897, wurden die Dämme verstärkt, die Kronenbreite auf 4 m verbreitert und die Böschungsneigungen reduziert (DFI, 1964). Die bei der ersten Korrektur noch nicht präsente Bodenmechanik beeinflusste immer mehr die Gestaltung der Dämme. So wurde 1920 (nach einem erneuten extremen Hochwasserereignis) für die Dämme zur Schliessung der entstandenen Breschen ein Freibord von 1m bezüglich des letzten Hochwasserstandes verlangt. Die Dämme sollten aus Kies und Sand aus der Rhone gebaut werden und über einen Siltkern zur Verhinderung der Infiltrationen verfügen. Die flussseitige Böschung wurde mit einem Steinsatz geschützt und weist eine Neigung von 2:3 auf, während die talseitige Böschung mit einer Neigung von 1:2 gebaut wurde (DFI, 1964).

2.2 Hochwasserereignisse ab 1977

Nach den bedeutenden Hochwasserschutzprojekten des 19. Jahrhunderts (Linthkorrektur, Alpenrheinkorrektur, 1. Rhonekorrektur) wurde die Schweiz während einer Periode von über 100 Jahren (1875 – 1977) praktisch von grösseren überregionalen Hochwassern verschont (es gab lediglich zwei grosse Ereignisse). Seit 1977 häuften sich aber die Schadenereignisse und in den letzten 30 Jahren sind nicht minder als 16 grosse überregionale Ereignisse registriert worden (Abbildung 2.9).

Trotz der an der Mehrzahl der grösseren Gewässer vorhandenen Hochwasserschutzmassnahmen konnten diese die schweren Schäden nicht verhindern. Die Werke der grossen Gewässerkorrekturen (z.B. Rhone, Alpenrhein, Linthwerk) sind rein altersbedingt teilweise instandsetzungsbedürftig und schwere Schäden an Dämmen und Gebäuden konnten zum Teil nur durch glückliche Umstände oder durch sofort eingeleitete Notmassnahmen verhindert werden.

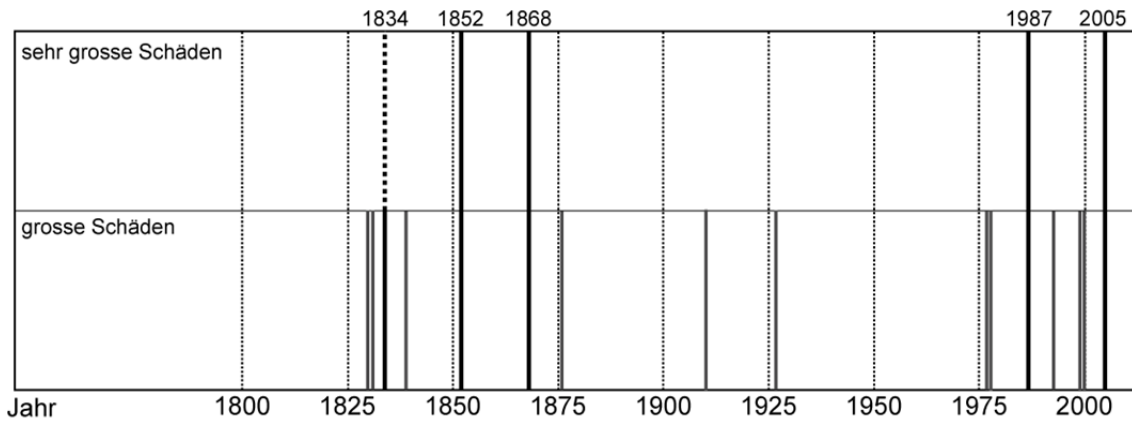


Abbildung 2.9: Grosse überregionale Hochwasserereignisse seit 1800 (Bezzola et al., 2008).

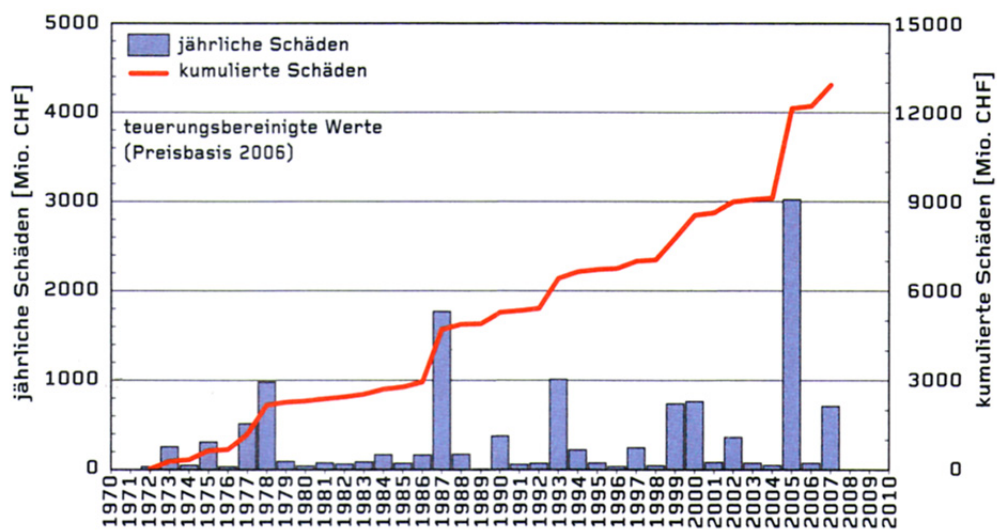


Abbildung 2.10: Schäden durch Hochwasser und Rutschungen seit 1972 (Bild WSL nach Bezzola et al., 2008).

Die seit 1972 geführte Schadenstatistik zeigt eine Vervierfachung der kumulierten Schäden zwischen 1987 und 2005, obwohl die seit den Überschwemmungen von 1987 eingesetzten Mittel für Schutzmassnahmen verdoppelt wurden (Abbildung 2.10).

2.3 Der "neue" Hochwasserschutz in der Schweiz

Als wichtiger Meilenstein für den Hochwasserschutz in der Schweiz haben sich die Hochwasserereignisse von 1987 erwiesen. In diesem Jahr verursachten schwere Unwetter Überschwemmungen, Murgänge und Erdrutsche, die 8 Personen das Leben kosteten und mehr als 1.2 Milliarden Franken Schaden verursachten.

Die Ursachenanalyse der Hochwasser 1987 lieferte bedeutende Beiträge zu einem besseren Verständnis der Ursachen und zur Verbesserung der Planung von Schutzmassnahmen und der Bemessungspraxis (BWW, 1991). Die Resultate wurden bei der Erarbeitung des neuen Bundesgesetzes über den Wasserbau (WBG, 1991) berücksichtigt. Das neue Gesetz trat am

1. Januar 1993 in Kraft und gab dem Schweizer Hochwasserschutz eine neue Ausrichtung (Mayor, 2009).

Die Unwetter 1987 verdeutlichten, dass es keinen absoluten Schutz vor Hochwasser gibt, und führten zum Überdenken der Hochwasserschutzstrategie. Zur Sicherung der Nachhaltigkeit muss die Raumnutzung auf die Naturgefahren Rücksicht nehmen und technische bzw. bauliche Eingriffe minimiert werden. Ein zeitgemässer Hochwasserschutz berücksichtigt also nicht nur das Schutzanliegen; Umweltanliegen wie auch wirtschaftliche Kriterien müssen frühzeitig in die Planung einfließen.

Die Methode der Dimensionierung auf Grund des grössten gemessenen Abflusses zeigte bei diesen Ereignissen auch ihre Grenzen, u. a. weil viele Daten während der relativen 100-jährigen "Ruhephase" gemessen wurden und somit nicht unbedingt repräsentativ sind. Es hat sich auch gezeigt, dass ein 100-prozentiger Schutz unmöglich ist und dass die Bemessung des Hochwasserschutzes nur auf Grund der hydraulischen Abflussgrössen nicht mehr zu verantworten ist.

Parallel dazu vermögen die eingeeengten, kanalisierten Gerinne die Anforderungen der Gesellschaft in Bezug auf Landschaftsschutz, Erholung und Ökologie nicht mehr zu erfüllen. Daher wurde der Hochwasserschutz, wie er bis dann in der Schweiz praktiziert wurde, mehr und mehr in Frage gestellt.

Wichtige Feststellungen waren, dass die Hochwasserereignisse zu den sehr seltenen extremen Ereignissen zu zählen sind, dass sie aber in Zukunft durchaus übertroffen werden können und die Abflüsse von 1987 vor allem lokal und teilweise regional die höchsten je gemessenen waren. Die Dimensionierungsabflüsse müssten nach oben angepasst werden. Zudem lässt die Analyse der Auswirkungen von Klimaänderungen eine Zunahme des Hochwasserrikkos befürchten (BAFU, 2012). Die Schadensummen nahmen auch wegen der immer intensiveren Nutzung des knappen Bodens und der Anlegung von immer höheren Werten in den gefährdeten Gebieten überproportional zu (BWW, 1991).

Die Hochwasserereignisse der letzten Jahre haben überdeutlich gezeigt, dass Schutzbauten Belastungen ausgesetzt werden können, die über den Dimensionierungswerten liegen. In solchen Fällen werden die Schutzbauten zwar überlastet und ihre Gebrauchstauglichkeit mag nicht mehr gewährleistet sein, sie dürfen aber dabei nicht kollabieren und ein Versagen darf nicht zu einem plötzlichen Anwachsen der Schäden führen. Dieser Überlastfall muss deshalb immer berücksichtigt werden und die Schutzmassnahmen entsprechend robust, d.h. der Überbelastung genügend lang widerstehend, geplant werden.

Noch zu bemerken ist, dass neue Hochwasserschutzbauten erst nach der Realisierung von raumplanerischen Massnahmen zur Anwendung kommen sollen. Die Erhaltung der vorhandenen Schutzbauten ist demzufolge von sehr grosser Wichtigkeit und der Unterhaltsbedarf ist zu bestimmen. Entsprechend der Wegleitung des Bundesamtes für Wasser und Geologie "Hochwasserschutz an Fliessgewässern" (BWG, 2001) sollen die notwendigen Arbeiten nach Analyse der Gefahrensituation, der bestehenden oder geplanten Nutzung sowie des Ge-

wässerzustandes geplant werden. Die Verhältnismässigkeit der Massnahmen vorausgesetzt, werden diese auf Grund einer Priorisierung realisiert.

Das Projekt Linth 2000 (am 27. April 2013 eingeweiht) und das Projekt der dritten Rhonekorrektur (prioritäre Massnahmen in Ausführung) basieren schon auf diesem neuen Hochwasserschutzkonzept.

2.4 Geotechnik im Hochwasserschutz

2.4.1 Die Zeit vor der modernen Bodenmechanik

Seit der Publikation seines Buches "Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage" 1925 wird Karl Terzaghi (1883-1963) als Gründer der Bodenmechanik betrachtet. Als Erster erkannte er den Einfluss der Porenwasserspannung im Boden und führte das Prinzip der effektiven Spannung ein. Vergleicht man das Datum der Publikation mit der Bauzeit der bedeutenden Korrektionsarbeiten im schweizerischen Hochwasserschutz, kann festgestellt werden, dass diese vor dem eigentlichen Durchbruch der Bodenmechanik durchgeführt worden sind.

Der Bau erfolgte anhand der vorhandenen empirischen Kenntnisse der Projektverantwortlichen (Baumeister). Als Baumaterial wurde der in der Nähe des zu bauenden Dammes zur Verfügung stehende Boden benützt. Das Projekt der ersten Rhonekorrektur sah z.B. Dämme aus "Erde oder Kiesen" (terres ou graviers) vor. Der Einbau erfolgte grösstenteils von Hand ohne eigentliche Verdichtung. Eine Abstimmung benachbarter Materialien in Bezug auf die Filterkriterien fand nicht statt, da die Kriterien erst später ebenfalls durch Terzaghi erfunden wurden. Die Gefahr der inneren Erosion war entsprechend gross, dies umso mehr, als die Dämme zum grössten Teil aus siltigem Feinsand gebaut wurden. Der Boden unter den Dämmen wurde nicht im Voraus erkundet, und so machte sich ein schlechter Untergrund in Form von Setzungen, ungenügender Tragfähigkeit und hydraulischem Grundbruch erst nach dem Dammbau bemerkbar.

Es ist also nicht verwunderlich, dass ein Teil dieser Schutzbauten zum Teil schon während dem Bau oder anlässlich des ersten Hochwasserereignisses versagte. So dauerten die Arbeiten der ersten Rhonekorrektur von 1863 bis 1894. Zwischen den Jahren 1863 und 1897 zählt man nicht weniger als 19 Jahre mit Breschenbildungen an den Rhonedämmen (DFI, 1964). Im Jahre 1868 gab es sogar fünf ausserordentliche Hochwasserereignisse während dem Sommer: Da die zahlreichen Breschen nicht rechtzeitig repariert werden konnten, wurde während dem letzten Hochwasser von Anfangs Oktober praktisch die ganze Ebene des Rhonetals überflutet.

Viele Überströmungen resultierten von der ungenügend berücksichtigten Erhöhung des Flusspegels infolge der Korrektur. Andere Ursachen für die Dammbrüche sind in Böschungsinstabilitäten, Setzungen, hydraulischen Grundbrüchen und wahrscheinlich Fällen von innerer Erosion zu suchen. Diese sind eindeutig auf die fehlenden bodenmechanischen Kenntnisse der damaligen Ingenieure und Bauleute zurückzuführen.

2.4.2 Klassische Bodenmechanik

Flussdämme beinhalten wasserbauliche wie auch grundbauliche Aspekte. Lage und Höhe der Dämme werden meistens durch Wasserbauingenieure definiert, während die Dammgestaltung, Querschnitt und Baumaterialien vom Geotechniker dimensioniert und festgelegt werden.

Die heutige Bemessungspraxis beruht immer noch auf der klassischen Bodenmechanik, die die Böden entweder als trocken oder als vollständig gesättigt betrachtet. Eine Teilsättigung der Böden wird für die Dimensionierung der Schutzbauwerke in der Regel nicht berücksichtigt.

Die Strömungsberechnungen werden meistens im stationären Zustand durchgeführt. Der Fall der schnellen Absenkung berücksichtigt den instationären Fall, die Berechnungen werden mit den gesättigten Bodeneigenschaften durchgeführt, oder der Fall wird nur durch Näherungen in Rechnung gestellt.

Die grundbaulichen Aspekte von Hochwasserschutzdämmen wurden z.B. vom ETH-Professor H. J. Lang im gleichnamigen Vortrag (Lang, 1998) dargestellt. Klammert man den Fall einer Überströmung aus, bei dem ohne zusätzliche Massnahmen der Damm schnell zerstört wird, stellt der Fall des hydraulischen Grundbruchs beim luftseitigen Dammfuss die massgebende Gefahr bei einem gesättigten Untergrund unter dem Damm dar. In diesem verbreitet sich die Erhöhung des Porenwasserdrucks bei einem Hochwasserereignis schnell vom Fluss bis zum luftseitigen Dammfuss und kann zum hydraulischen Grundbruch führen, der die Stabilität des ganzen Dammes massiv gefährdet. Diese Gefahr ist noch grösser bei einem geschichteten Untergrund mit höherer horizontaler Durchlässigkeit und beim Vorhandensein am Dammfuss einer dünnen undurchlässigen Deckschicht auf einer wasserführenden Schicht (Abbildung 2.11).

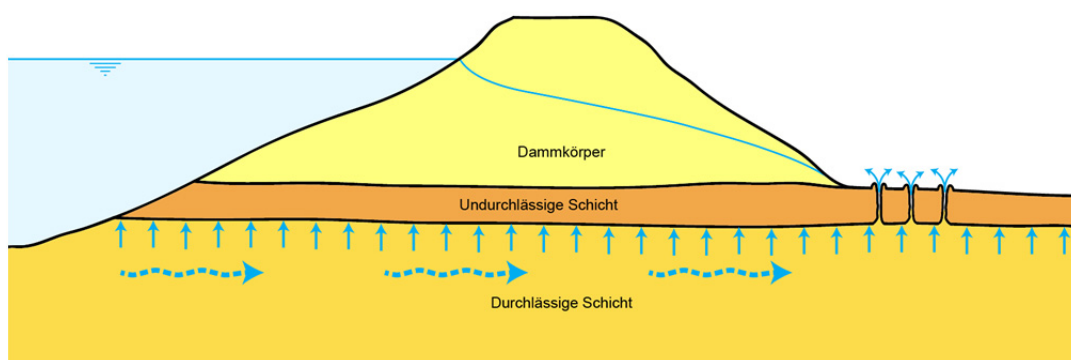


Abbildung 2.11: Hydraulischer Grundbruch am Dammfuss.

Die anderen wichtigen Versagensmechanismen (Instabilität infolge Strömungsdrucks, Hangquelle, innere Erosion) werden vom durch den Damm durchströmenden Wasser verursacht. Da der Damm vor dem Eintreten des Hochwasserereignisses in der Regel nicht gesättigt ist, braucht es Zeit, bis sich die Strömung und Sickerlinie einstellen kann, d.h. es braucht ein

lange andauerndes Hochwasser, was in den alpinen Regionen nicht wahrscheinlich ist, denn die Abflussspitzen sind sehr hoch, aber auch von relativ kurzer Dauer.

Die Dimensionierung der Flussschütten beruht auf den klassischen Bruchmethoden, wobei die Porenwasserdrücke meistens auf Grund von stationären Zuständen ermittelt werden. Die Schweiz verfügt nicht über spezielle Normen oder Richtlinien über den Bau von Flussschütten. Für die Bemessung werden die SIA-Normen (spez. die SIA-Norm 267 "Geotechnik") angewandt. Im Zusammenhang mit Flussschütten verfügt Deutschland über die DIN-Norm 19712 "Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern" sowie über das Merkblatt DWA-M 507-1 "Deiche an Fließgewässern".

2.4.3 Ungesättigte Bodenmechanik

2.4.3.1 Gesättigte Bodenmechanik - ungesättigte Bodenmechanik

An der "First International Conference on Unsaturated Soils in Paris, 1995" stellte Fredlund die "geotechnische Welt" als eine Ellipse, die durch eine dem Grundwasser entsprechende horizontale Linie getrennt wird (Abbildung 2.12), dar. Der obere Teil der Ellipse gehört der ungesättigten Bodenmechanik, der untere Teil der gesättigten (klassischen) Bodenmechanik. Die Situation in den temperierten feuchten Gegenden mit einem nah an der Oberfläche liegenden Grundwasser ist in Abbildung 2.12 dargestellt. Die Lage des Grundwasserspiegels hängt von den klimatischen Bedingungen ab, in ariden Gebieten ist der Grundwasserspiegel entsprechend tiefer anzutreffen.



Abbildung 2.12: Die "geotechnische Welt" in den temperierten feuchten Regionen (übersetzt aus Fredlund, 1995).

Für die Unterscheidung zwischen gesättigter und ungesättigter Bodenmechanik hat sich der Spannungszustand in der Wasserphase und nicht der Sättigungsgrad etabliert. Der Sättigungsgrad ist in der Tat aufwendig zu messen und für die Analyse der ungesättigten Böden schwierig zu verwenden. Somit wird jeder Boden mit negativer Wasserspannung als Gegenstand der ungesättigten Bodenmechanik betrachtet.

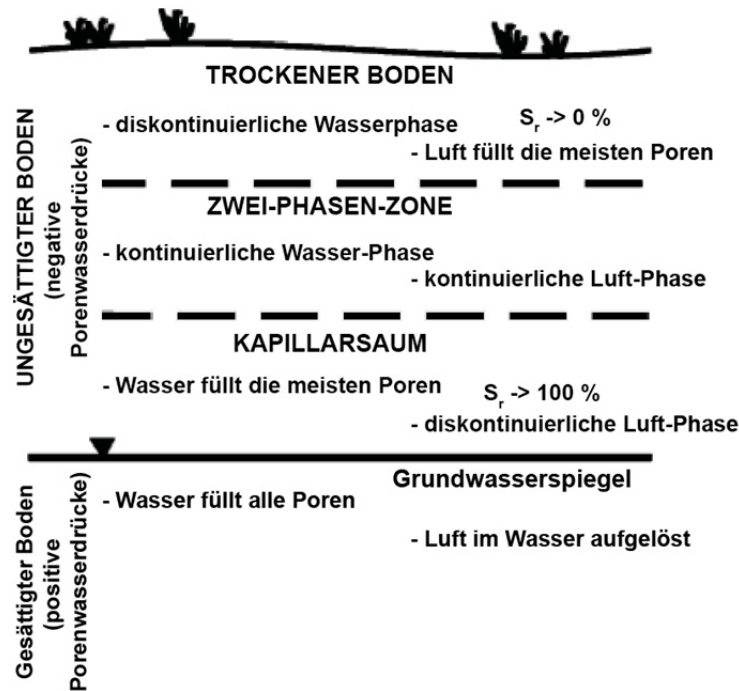


Abbildung 2.13: Klassifikation der Zonen innerhalb eines gesättigten-ungesättigten Profils, (übersetzt aus Fredlund, 2000).

Unterhalb des Grundwasserspiegels sind die Porenwasserspannungen positiv und der Boden gesättigt. Über dem Grundwasserspiegel sind die Porenwasserdrücke generell negativ. Die Abbildung 2.13 gibt eine Klassifikation der verschiedenen Zonen innerhalb eines gesättigten-ungesättigten Bodenprofils (Fredlund, 2000) wieder. Direkt über dem Grundwasserspiegel befindet sich eine Zone die nah an 100 % gesättigt ist, der sogenannte Kapillarsaum. Je nach Bodenart kann diese Zone eine Mächtigkeit von weniger als 1 bis 10 m und mehr erreichen. Weiter oben befindet sich die Zwei-Phasen-Zone, wo sowohl die Wasser-Phase als auch die Luft-Phase kontinuierlich sind. In der obersten Zone füllt Luft die meisten Poren und die Sättigung geht auf 0 zurück bis der Boden ganz trocken ist.

Die klassische Bodenmechanik hat sich hauptsächlich mit den gesättigten Böden unter dem Grundwasserspiegel beschäftigt. Das Vorhandensein von zwei Fluidphasen (Wasser und Luft) in den Poren, wo der Porenwasserdruck im Verhältnis zum Luftdruck negativ ist, beeinflusst das Materialverhalten so sehr, dass es nicht mehr mit der Theorie der gesättigten Bodenmechanik verstanden werden kann. Bis jetzt sind die Böden über dem Grundwasserspiegel von der gesättigten Bodenmechanik meistens mit Hilfe von empirischen Formulierungen behandelt worden.

2.4.3.2 Zustandsvariablen

Das theoretische Gerüst für die ungesättigte Bodenmechanik wurde in den siebziger Jahren von verschiedenen Forschern (Fredlund & Morgenstern, 1977; Fredlund, 1979) entwickelt.

Der Spannungszustand eines gesättigten Bodens ist durch die effektive Spannung $\sigma' = \sigma - u_w$ vollständig definiert,

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - u_w) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_w) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_w) \end{bmatrix} \quad [2-1]$$

Mit: $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ = totale Spannungen in x, y, z-Richtung

u_w = Porenwasserspannung.

Die effektiven Spannungen ($\sigma - u_w$) haben sich als adäquate Zustandsvariablen für das Verständnis der gesättigten Böden etabliert. Mit ihnen kann auch der Fall des trockenen Bodens behandelt werden, der Hauptunterschied zwischen einem trockenen und einem vollgesättigten Boden liegt nur in der unterschiedlichen Kompressibilität des Porenfluids.

Mit einem ähnlichen Denkansatz konnte gezeigt werden (Fredlund & Morgenstern, 1977), dass der Spannungszustand eines ungesättigten Bodens aus unabhängigen Zustandsvariablen definiert werden kann. Es sind drei Gruppen möglicher Spannungszustandsvariablen vorhanden, von denen aber nur zwei unabhängig sind.

Die meist verwendeten Spannungszustandsvariablen für ungesättigte Böden sind die folgenden zwei:

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix} \quad [2-2]$$

und

$$\begin{bmatrix} (u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad [2-3]$$

Mit: u_a = Luftdruck

u_w = Porenwasserdruck.

Fredlund und Morgenstern (Fredlund & Morgenstern, 1977; Fredlund, 1979) definierten zwei Spannungszustandsvariablen für die ungesättigten Böden, die Nettonormalspannung ($\sigma - u_a$)

(*net normal pressure*) und die Saugspannung ($u_a - u_w$) (*suction*), die mit der Antwort des Bodens (z. B. Durchlässigkeit, Volumenänderung und Scherfestigkeit) durch nicht-lineare Stoffgesetze (*constitutive relationship*) zusammenhängen. Obwohl die Theorie der ungesättigten Bodenmechanik primär für die Zwei-Phasen-Zone entwickelt wurde, konnte gezeigt werden, dass sie über den ganzen Bereich des ungesättigten Bodens angewendet werden kann (Fredlund & Rahardjo, 1993).

2.4.3.3 Totale, Matrix- und osmotische Saugspannung

Die totale Saugspannung ψ in ungesättigten Böden besteht aus zwei Komponenten, nämlich der Matrix-Saugspannung ($u_a - u_w$) und der osmotischen Saugspannung π :

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad [2-4]$$

Die Matrix-Saugspannung ist der Unterschied zwischen dem Luftdruck u_a und der Porenwasserspannung u_w . Die Witterung (Niederschläge, Trockenheit) oder Wasserspiegelschwankungen beeinflussen praktisch nur die Matrix-Saugspannung. Bei den meisten geotechnischen Problemen bleiben die Veränderungen der totalen Saugspannungen sehr nahe an den Veränderungen der Matrix-Saugspannung (d.h. $\Delta\psi \approx \Delta(u_a - u_w)$). Für bodenmechanische Probleme ist im Normalfall nur die Matrix-Saugspannung von Interesse. Sie ist die Spannungszustandsvariablen, die von den Umweltänderungen stark beeinflusst wird.

Die osmotische Saugspannung ist eine Funktion der im Porenfluid gelösten Salze und wird als Druck angegeben. Wird der Salzgehalt im Boden nicht verändert, bleibt die osmotische Saugspannung mehr oder weniger konstant. Der Einfluss der osmotischen Saugspannung wird in den bodenmechanischen Versuchen zur Bestimmung der Bodeneigenschaften miteingefasst, so dass er in der ungesättigten Bodenmechanik im Normalfall nicht mehr gesondert berücksichtigt werden muss.

Ist aber mit einer Veränderung des Salzgehalts eines Bodens zu rechnen (z.B. bei Depo-nieproblemen, bei Auswaschung von Salzen durch das Grundwasser oder Niederschläge), ist die damit verbundene Änderung der osmotischen Saugspannung für die Beurteilung der geotechnischen Verhältnisse zu berücksichtigen

2.4.3.4 Domäne der ungesättigten Bodenmechanik

Wie die gesättigte Bodenmechanik kann auch die ungesättigte Bodenmechanik in Abhängigkeit der Fragestellung in die drei Hauptbereiche, Strömung, Scherfestigkeit und Volumenänderung unterteilt werden. Abbildung 2.14 zeigt diese Unterteilung mit den jeweiligen Grundgleichungen. Die gleichen Probleme sind sowohl für die gesättigte als auch für die ungesättigte Bodenmechanik von Interesse. Auffallend ist, dass die Gleichungen für alle drei Problemkreise aufwendiger sind im Falle der ungesättigten Böden.

Das Bodenverhalten ist nicht mehr von einer, sondern von zwei Spannungszustandsvariablen abhängig. Für die Strömungsprobleme wird der Durchlässigkeitsbeiwert zu einer nicht-linearen Funktion. Die angegebenen Grundgleichungen stellen eine Möglichkeit dar, das Verhalten der ungesättigten Böden zu beschreiben. Sie benötigen für beide Zustandsvariablen eigene Parameter, z. B. für die Definition der Scherfestigkeit den von der klassischen Bodenmechanik bekannten Reibungswinkel φ' und zusätzlich den von der Saugspannung abhängigen Reibungswinkel φ^b , oder zwei unabhängige Verformungsmoduli für die Definition der Porenzahl eines ungesättigten Bodens (Fredlund, 1995). Diese Modelle sind als Beispiele zu betrachten. Sie sind nicht allgemein anerkannt, eine Diskussion der zahlreichen vorhandenen Stoffgesetze würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen. Die Grundgleichungen sind also komplexer für die ungesättigten als für die gesättigten Böden, wobei sie vom ungesättigten Fall in den gesättigten Fall übergehen, sobald die Matrix-Saugspannung zu Null wird.

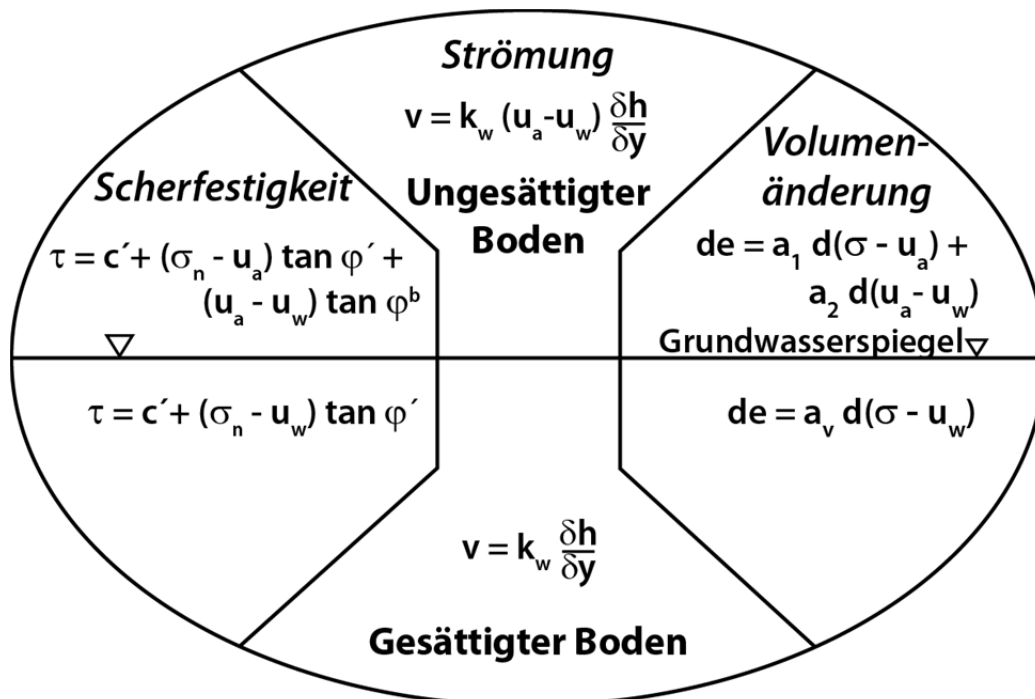


Abbildung 2.14: Unterteilung der Bodenmechanik nach Art der Fragestellung (übersetzt aus Fredlund, 1995).

Die Bodeneigenschaften der ungesättigten Böden sind von den herrschenden Saugspannungen abhängig und es sind nicht mehr Bodenkennwerte, sondern Funktionen der Bodenkennwerte für die Analyse der ungesättigten Böden zu bestimmen. Der Durchlässigkeitsbeiwert in einem gesättigten Boden bei gleichbleibender Porenzahl ist z. B. konstant. Dies ist nicht mehr der Fall in einem ungesättigten Boden. Beispielshalber ist der nicht-lineare Verlauf des Durchlässigkeitsbeiwerts in Funktion der Saugspannung in Abbildung 2.15 dargestellt. Sobald der Lufteintrittswert in der Wasserretentionskurve erreicht ist, nimmt der k-Wert ab. In einer doppelt-logarithmischen Darstellung ist diese Abnahme linear.

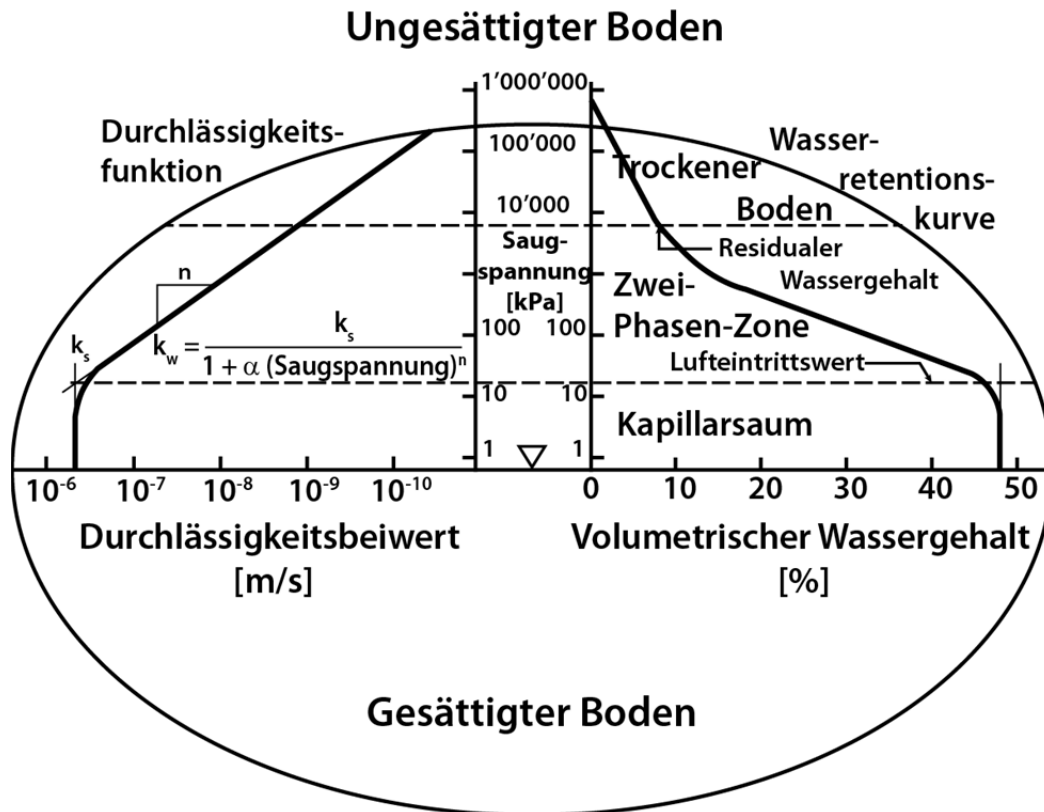


Abbildung 2.15: Visualisierung des Durchlässigkeitsbeiwerts in der ungesättigten Zone
(übersetzt aus Fredlund, 1995)

Wenn zur Anwendung der gesättigten Bodenmechanik die Bestimmung von einer gewissen Anzahl Bodenparameter notwendig ist, müssen zur Anwendung der ungesättigten Bodenmechanik die gleiche Anzahl Funktionen der ungesättigten Bodenparameter bestimmt werden. Die Komplexität der Bestimmung der notwendigen Funktionen der Bodenparameter erschwert die praktische Anwendung der ungesättigten Bodenmechanik. Diese Funktionen der ungesättigten Bodenparameter (*unsaturated soil functions USF*) sind eng mit der Wasserretentionskurve eines Bodens verbunden. Diese eindeutige Beziehung zwischen dem ungesättigten Bodenverhalten und der Wasserretentionskurve konnte anhand zahlreicher Laborversuche ermittelt werden (Fredlund & Rahardjo, 1993).

2.4.3.5 Die Wasserretentionskurve

Die geschichtliche Entwicklung der Wasserretentionskurve ist in Barbour (1998) ausführlich dargestellt. Die ersten Arbeiten über die Wasserretentionskurve gehen auf Anfang des 20. Jahrhunderts zurück und sind Bodenphysikern zu verdanken. Obwohl zahlreiche Publikationen der ersten internationalen Konferenz von 1936 über Bodenmechanik und Fundamentechnik Probleme mit ungesättigten Böden behandelten, geriet die Rolle der ungesättigten Zone für mehrere Jahrzehnte in Vergessenheit. Ende der fünfziger Jahre erwachte das Interesse für das Verhalten der ungesättigten Böden wieder. Die Arbeiten von (Bishop, 1959) und (Skempton, 1961) sowie die "Conference on Pore Pressure and Suction in Soils" von 1960 in London zeugen davon. Eine gemeinsame theoretische Basis für die verschiedenen

Probleme der ungesättigten Böden begann sich erst in den siebziger Jahren mit den Arbeiten von Fredlund & Morgenstern (1977) zu entwickeln.

Die Wasserretentionskurve definiert die Beziehung zwischen dem volumetrischen Wassergehalt θ (oder dem gravimetrischen Wassergehalt w bzw. dem Sättigungsgrad S_r , siehe Kap. 3.1.4.1) eines Bodens und der Matrix-Saugspannung dieses Bodens (Barbour, 1998). Die Saugspannung in der ungesättigten Zone eines Bodens reicht von Null beim Grundwasserspiegel bis zu einem Maximalwert von (theoretisch) $1'000'000 \text{ kN/m}^2$ beim trockenen Boden, während der Sättigungsgrad zwischen 100 % bis 0 % variiert. Dieser Bereich lässt sich in verschiedene Sättigungszonen einteilen (Abbildung 2.16). Die "Boundary Effect"-Zone entspricht dem Kapillarsaum im Feld, die Luftphase ist nicht kontinuierlich. Die Übergangszone entspricht der Zwei-Phasen-Zone im Feld, sowohl die Luft- als auch die Wasser-Phase sind kontinuierlich. In der Residualzone füllt die Luft die meisten Poren und der Boden ist quasi trocken.

Bei einem ursprünglich gesättigten (volumetrischer Wassergehalt = θ_s) Boden, der einem Trocknungsprozess unterworfen ist, findet der Übergang zwischen dem gesättigten (bzw. quasi-gesättigten) Zustand und der Übergangszone beim Lufteintrittswert (air entry value) statt. Dieser Wert entspricht der Saugspannung ψ_{AEV} , bei der die grösseren Poren sich zu entleeren beginnen. Nimmt der Wassergehalt weiter ab, erreicht er einen residualen Wert θ_r , der auch bei einer weiteren Erhöhung der Saugspannung nur unwesentlich abnimmt. Die entsprechende Saugspannung wird mit ψ_r gekennzeichnet.

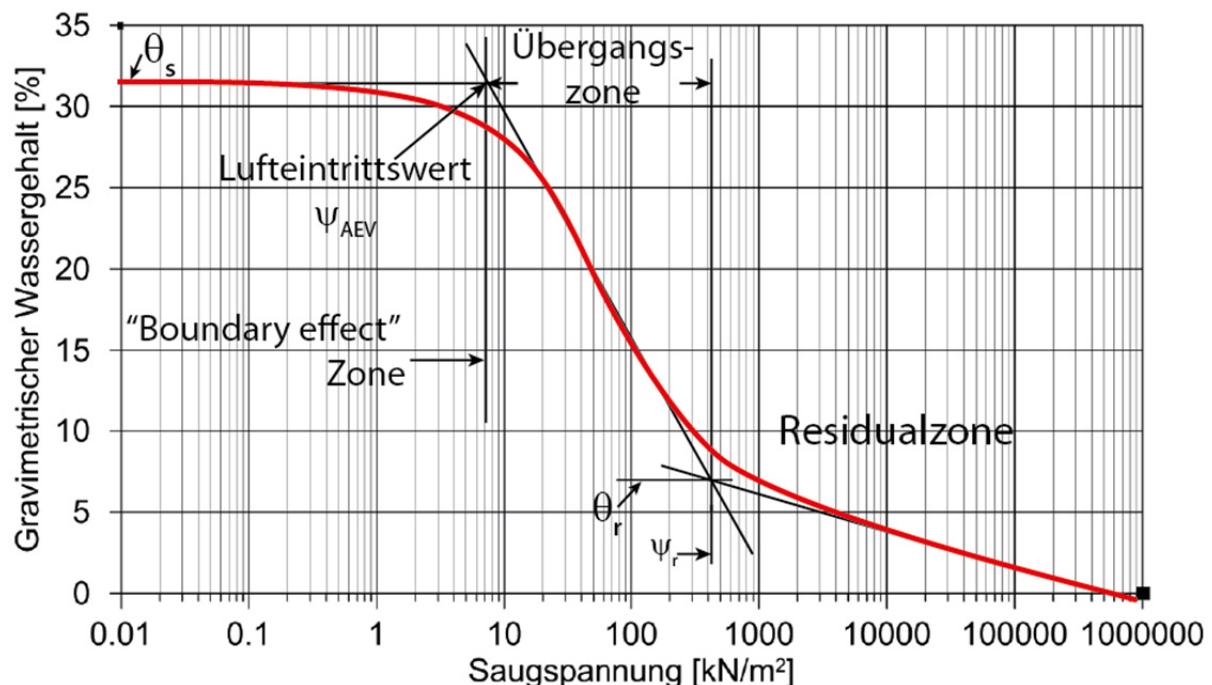


Abbildung 2.16: Typische Wasserretentionskurve (Desorptionskurve) mit den verschiedenen Sättigungszonen (übersetzt aus Fredlund et al., 2012).

Die Steigung der Kurve in der Übergangszone ist dann wie folgt definiert:

$$\text{Steigung} = \frac{\theta_s - \theta_r}{\log \psi_r - \log \psi_{AEV}} \quad [2-5]$$

Die Kennwerte θ_s , ψ_{AEV} , θ_r und ψ_r können mit der Wasserretentionskurve grafisch bestimmt werden (Abbildung 2.16 und Abbildung 2.17).

Die rote Kurve in der Abbildung 2.17 ist eine sogenannte Desorptionskurve (*drying curve*). Der Wassergehalt nimmt von dem Sättigungswassergehalt bis zum residualen Wassergehalt ab. Die blaue Kurve, die sogenannte Adsorptionskurve (*wetting curve*) stellt den Prozess der Wasseraufnahme dar. Sie folgt nicht der Desorptionskurve als Folge einer Hysterese zwischen Desorption und Adsorption. Beide Kurven weisen eine ähnliche Form auf, der Endpunkt der Adsorptionskurve kann aber vom Anfangspunkt der Desorptionskurve infolge von eingeschlossener Luft abweichen. Die Form der Wasserretentionskurve ist vor allem vom Bodentyp abhängig (Abbildung 2.18), wird aber auch durch andere Faktoren wie Spannungsgeschichte und sekundäre Bodenstruktur beeinflusst (Fredlund et al., 2012) sowie auch von der Porenzahl (Casini et al., 2013).

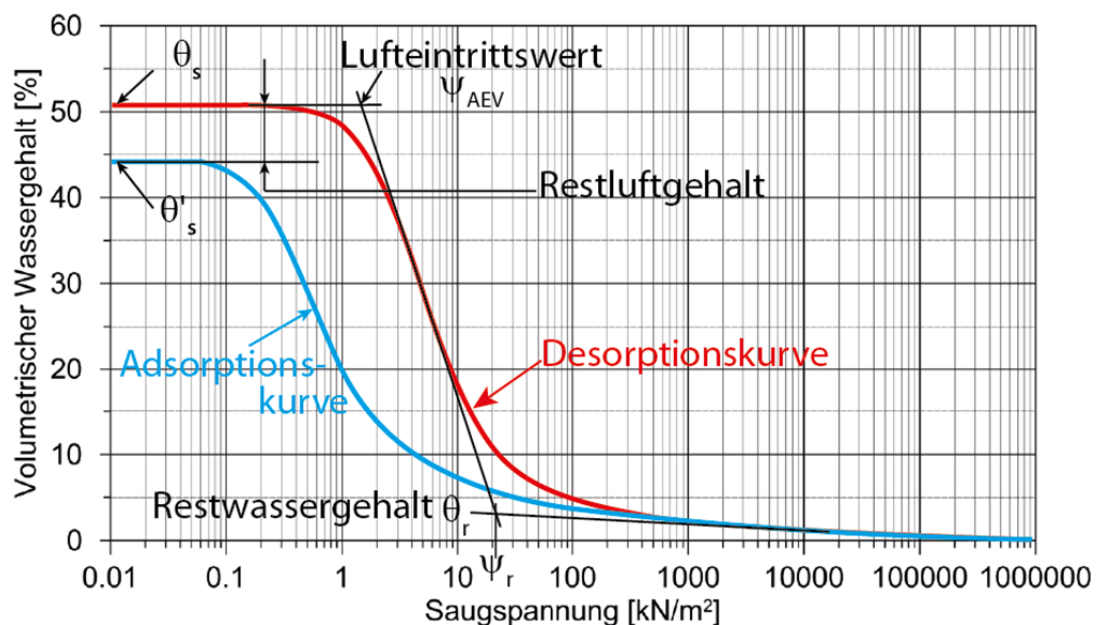


Abbildung 2.17: Hysterese der Wasserretentionskurve (übersetzt aus Fredlund et al., 2012).

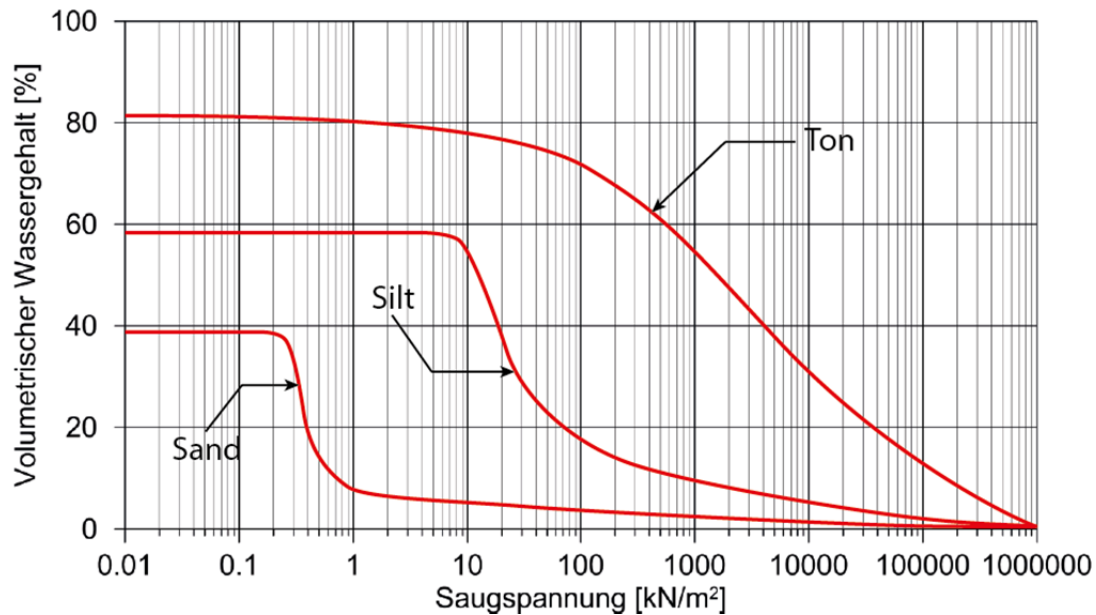


Abbildung 2.18: Typische Desorptionskurven für Sand, Silt und Ton (übersetzt aus Fredlund et al., 2012).

2.4.3.6 Ungesättigte Bodenmechanik in der Praxis.

Unter den möglichen Anwendungsbereichen der ungesättigten Bodenmechanik zählen Fredlund (2006) und Fredlund et al. (2012) den Bau und Betrieb eines Dammes, die durch Witterung beanspruchten natürlichen Böschungen, die Beeinflussung des Grundwasserspiegels unter Deponierückhaltebecken, die Stabilität vertikaler oder sub-vertikaler Aushubböschungen, die Tragfähigkeit von Flachfundationen, die Verformungen von quellenden Böden, der Entwurf von Abdecksystemen und kapillaren Barrieren sowie Strassen- und Bahnstrukturen. Der Bedarf an einer ungesättigten Bodenmechanik ist offensichtlich, die Anwendungsbereiche sehr zahlreich. Trotzdem hat sich die ungesättigte Bodenmechanik in der Praxis kaum etabliert und wird im Normalfall nicht angewendet. Nachfolgend soll auf die möglichen Gründe kurz eingegangen werden.

Das Verhalten der ungesättigten Böden wird normalerweise als komplizierter als das Verhalten der gesättigten Böden betrachtet. Die Notwendigkeit, anstelle der gebräuchlichen Bodenkennwerte Funktionen der ungesättigten Bodenkennwerte zu bestimmen, erweist sich als Hindernis für eine breitere Anwendung der ungesättigten Bodenmechanik in der Praxis. Ohne über die zusätzlichen Kosten zu sprechen, sind die Kapazitäten der Privatindustrie, die nötigen Versuche durchzuführen, noch sehr begrenzt. Wenige Labors, es sind vor allem Hochschullabors, besitzen die notwendige Ausrüstung und die nötigen Kenntnisse für die Messung der Wasserretentionskurve und der Bodenkennwerte an ungesättigten Proben. Zahlreiche Methoden sind zur Abschätzung der Wasserretentionskurve entwickelt worden. Sie reichen von den direkten Labormessungen bis zur indirekten Bestimmung mit Hilfe der Korngrößenverteilung und der Verwendung von Expertensystemen. Die Abbildung 2.19 zeigt die Möglichkeiten im Labor, die Abbildung 2.20 die Möglichkeiten bei der Verwendung eines Expertensystems.

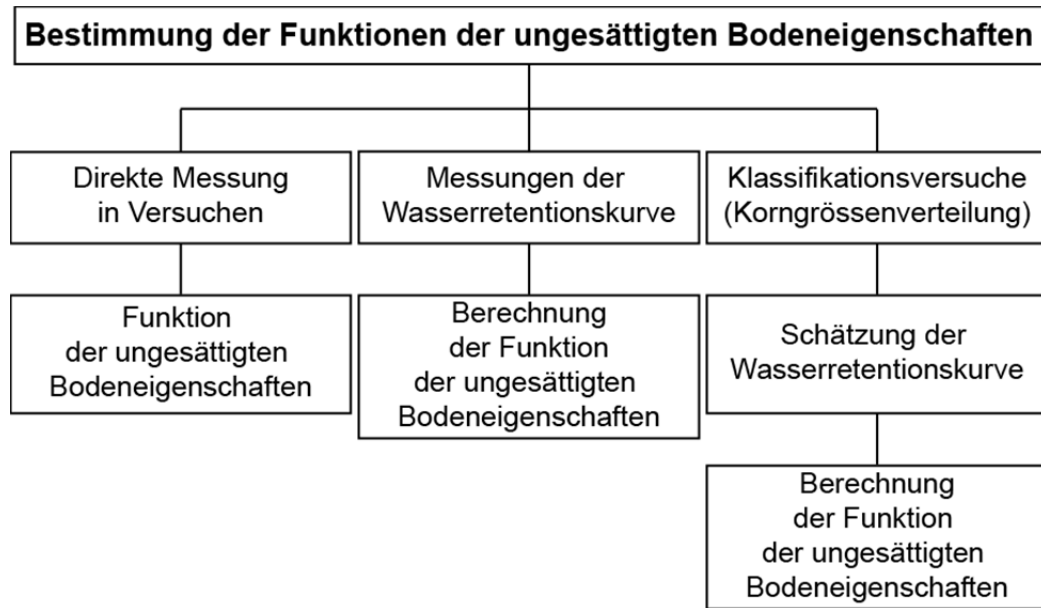


Abbildung 2.19: Möglichkeiten für die Bestimmung der Funktionen der ungesättigten Bodeneigenschaften im Labor (übersetzt aus Fredlund, 2000).

Die Auswahl der geeignetsten Bestimmungsart der Funktionen der ungesättigten Bodeneigenschaften hängt von den Kosten und vom Risiko des jeweiligen Projekts ab. Fredlund & Houston (2009) empfehlen eine hierarchische Vorgehensweise. Die Bestimmungsarten sind in drei Stufen unterteilt. In der Stufe 1 werden die Funktionen der ungesättigten Bodeneigenschaften direkt gemessen. In der Stufe 2 wird die Wasserretentionskurve gemessen und die ungesättigten Bodeneigenschaften mit deren Hilfe berechnet, während in der Stufe 3 die

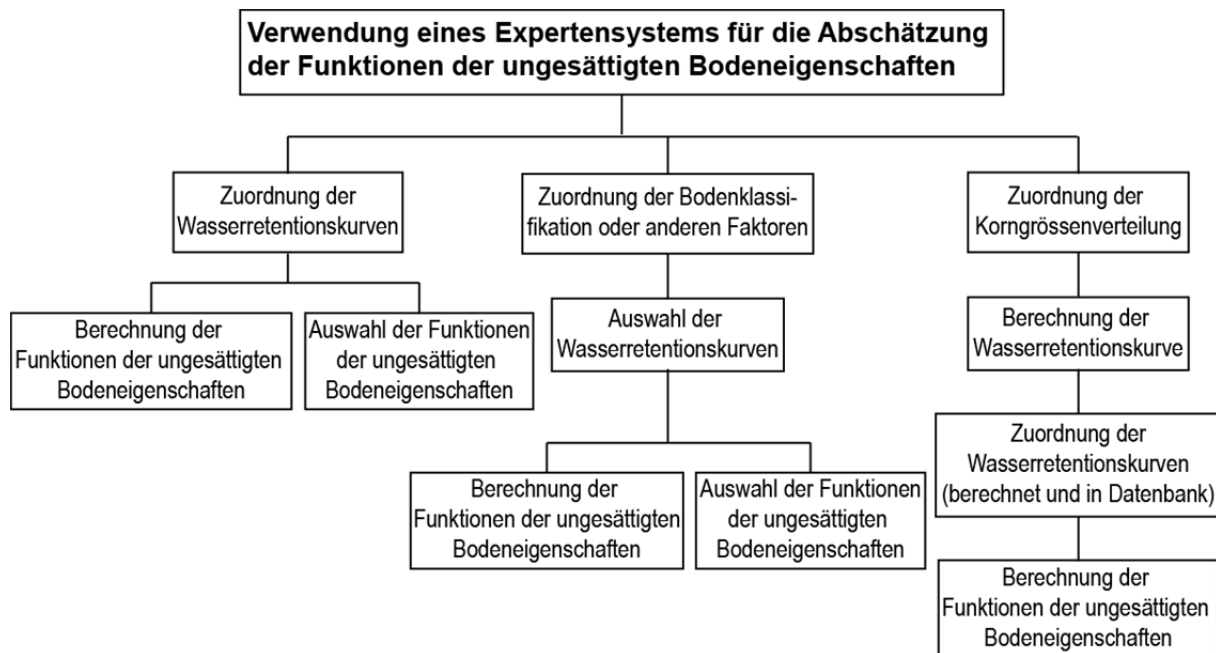


Abbildung 2.20: Verwendung eines Expertensystems (übersetzt aus Fredlund, 2000).

Wasserretentionskurve auf Grund der Korngrößenverteilung oder auf Grund anderer "Korrelationen" geschätzt wird und die Bodeneigenschaften mit dieser geschätzten Wasserretentionskurve bestimmt werden. Bodeneigenschaften aus der Stufe 3 sollten im allgemein für die Berechnung eines Vorprojekts geeignet sein. Im Rahmen eines Ausführungsprojektes sind Bodeneigenschaften der Stufe 2 oder höher notwendig. Die Wahl der geeignetsten Bestimmungsart sollte auf dem erwarteten Einfluss der Bodenparameter auf das Projekt basieren.

Vier Jahre nach dem Vorschlag von Fredlund und Houston (2009) hat sich noch kein allgemein anerkanntes Protokoll etabliert. Die Implementierung der ungesättigten Bodenmechanik im Geotechniker-Alltag hat noch einen langen Weg vor sich. Das Vertrauen in diese neue Wissenschaft kann nur durch vermehrte Messungen in-situ zur Validierung der angewandten Verfahren wachsen. Diese Arbeit soll mit dem Feldversuch ihren Beitrag dazu leisten.

3 Feldversuch

3.1 Versuchsanlage

Für die Durchführung des Feldversuches musste eine Anlage konstruiert werden, die einen Aufstau des Wassers auf der Flussseite des Dammes erlaubte und die dank ihrer Abmessungen annähernd 2-dimensionale Strömungsverhältnisse schuf. Der Feldversuch wurde 2008 an der First European Conference on Unsaturated Soils in Durham, Grossbritannien mit einigen vorläufigen Versuchsergebnissen vorgestellt (Mayor et al., 2008).

3.1.1 Standort

Die Vorabklärungen für die Standortfrage zeigten, dass im Abschnitt der dritten Rhonekorrektur um Visp einzig die Zone der rechtsufrigen Aufweitung Baltschieder für den Bau der Versuchszelle in Frage kam (Abbildung 3.1). Der Flussquerschnitt wird an dieser Stelle verbreitert und der rechte Rhonedamm ca. 30 m hinter dem bestehenden Damm neu gebaut. Es ist geplant, den untersuchten Damm anschliessend abzutragen.

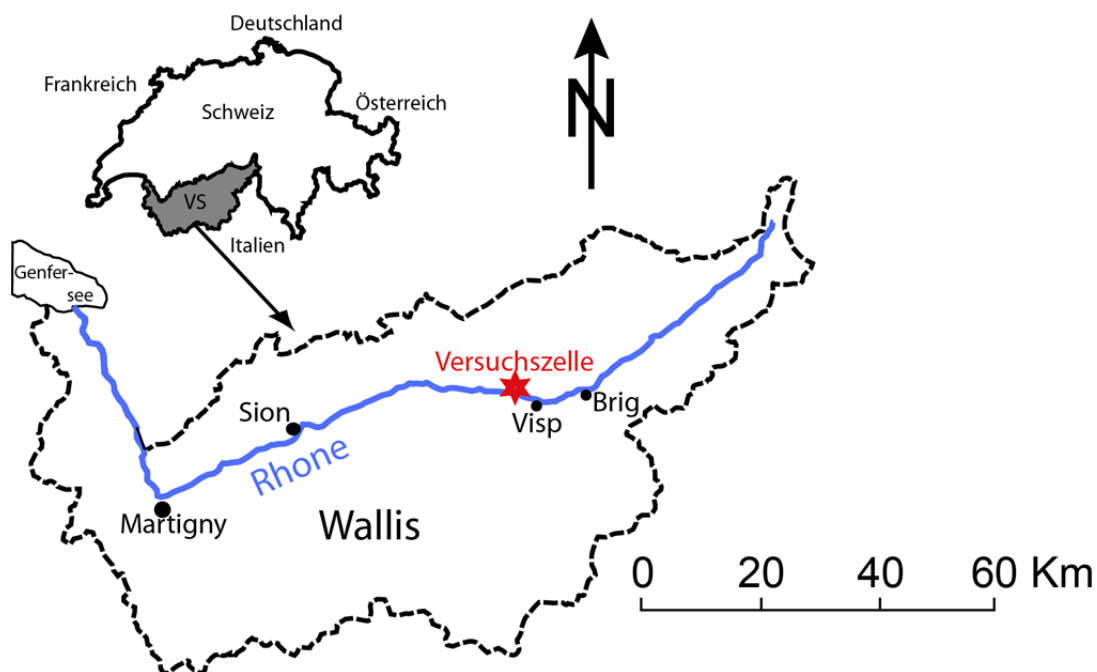


Abbildung 3.1: Standort der Versuchszelle.

Der Standort der Versuchszelle liegt am rechten Rhoneufer in der Nähe der Ortschaft Baltschieder bei Fluss-Km 107.577 der Rhone. Der genaue Standort ist in der Abbildung 3.2 angegeben. Die Abbildung 3.3 zeigt ein Satellitenfoto mit vergrösserten Zellenbereich nach Ablauf des Feldversuches im Sommer 2008.

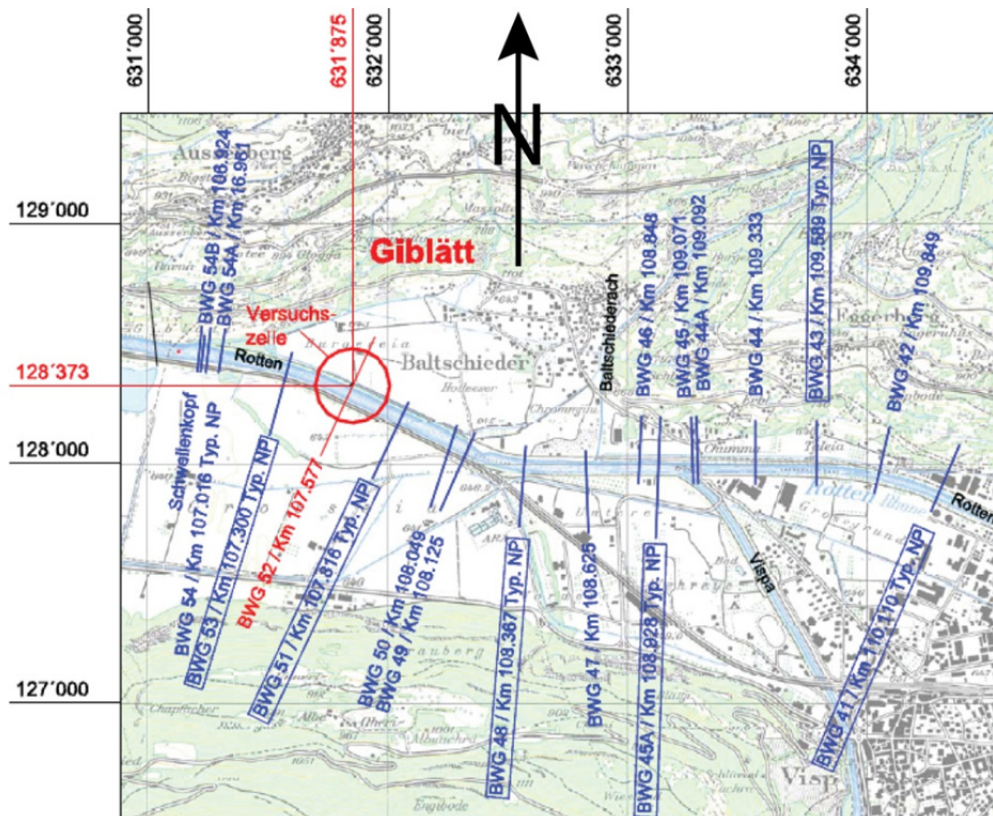


Abbildung 3.2: Übersichtsplan Lage der Versuchszelle (Plan Ingenieurbüro Teyssere & Candolfi AG, Visp).



Abbildung 3.3: Satellitenfoto mit erkennbarer Zelle (© search.ch, Teleatlas, swisstopo 5704002135).

3.1.2 Versuchszelle

Die Versuchszelle wurde durch das Ingenieurbüro Teyssiere & Candolfi AG, Visp, das auch die örtliche Bauleitung während der Bauphase innehatte, projektiert. Die Bauarbeiten sind von der Firma Theler BKB Visp AG ausgeführt worden.

Die ausgeführte Versuchszelle wies eine Länge von 33.15 m auf. Um den Einfluss der seitlichen Abgrenzung zu beschränken und 2-dimensionale Strömungsverhältnisse zu schaffen, wurde eine Breite von ca. $\frac{1}{2}$ der Dammbreite am Fuss, d.h. 12.5 m, gewählt. Ein schematischer Grundriss der ausgeführten Zelle ist in der Abbildung 3.4 dargestellt.

Um die hydrogeologischen Randbedingungen möglichst klar zu definieren und die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch zu gewährleisten, musste die Zelle bis in einer genügenden Tiefe wasserdicht abgeschlossen sein. Gewählt wurde eine Tiefe von 7.2 m unterhalb OK Terrain auf der Landseite des Dammes, was eine Gesamtlänge von 11m für die Spundwände ergab. Der Querschnitt der ausgeführten Zelle ist in Abbildung 3.5 schematisch dargestellt. In den Abbildungen 3.6 und 3.7 ist die Ansicht von Osten, jeweils während dem Bau und nach Fertigstellung, photographisch festgehalten. Zur Erhaltung der Durchfahrtsmöglichkeit der Dammstrasse wurde eine auf der Spundwand abgestützte provisorische Brücke aus Spundwandelementen in Betrieb genommen (Abbildung 3.7).

Die gebaute Zelle ragte ca. 10 m ins Rhonebett, was eine deutliche Verengung des Flussbettes verursachte. Um eine Gefährdung der Umgebung während eines allfälligen Hochwasserereignisses zu vermeiden, entschloss man sich nach Ablauf der ersten Messperiode die Zelle bis kurz vor dem Fuss der Dammböschung auf der Flussseite zu verkürzen (siehe Abbildung 3.5). Die verkürzte Zelle ist in Abbildung 3.10 bei hohem Zellenwasserstand zu sehen.

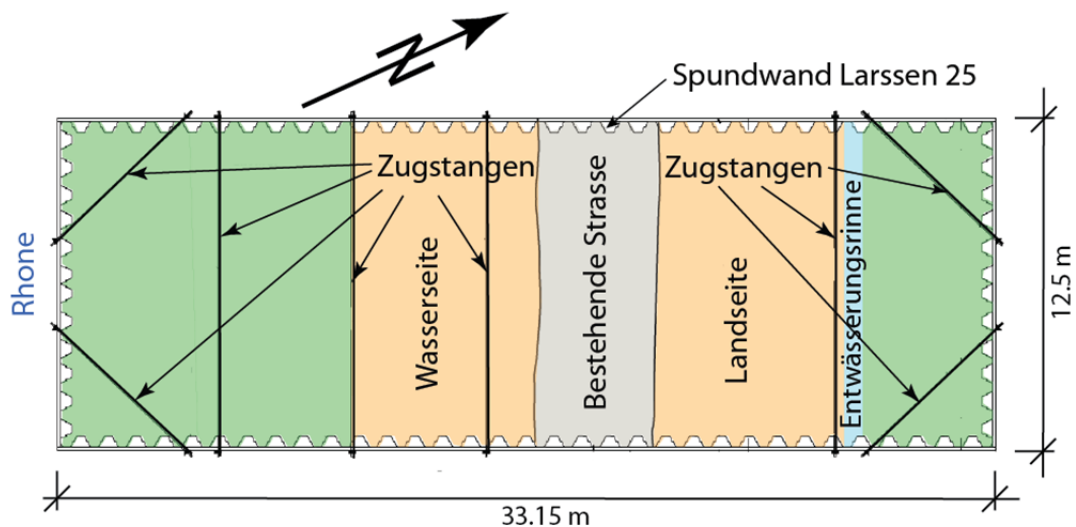


Abbildung 3.4: Grundriss der Versuchszelle.

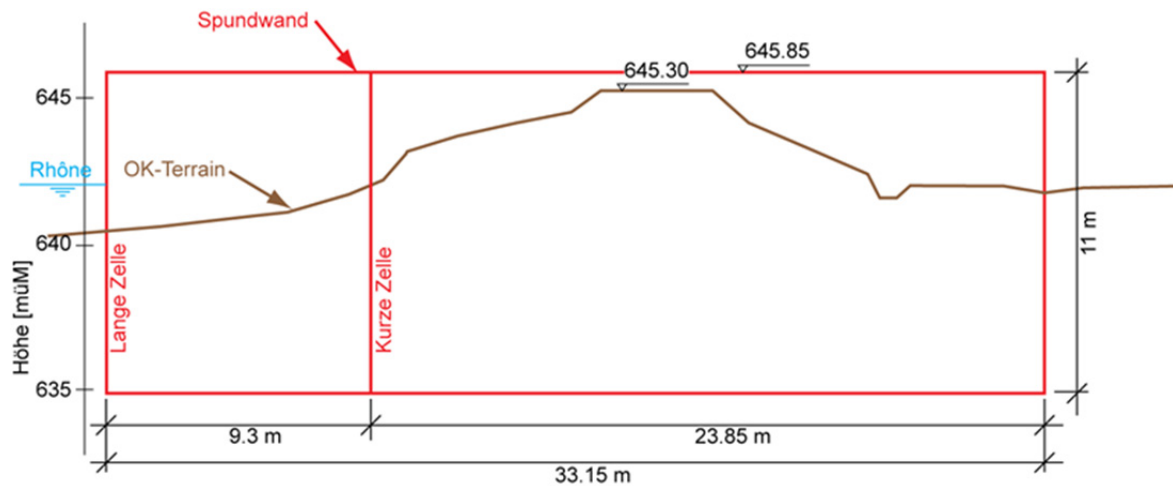


Abbildung 3.5: Querschnitt der Versuchszelle mit der späteren Verkürzung.



Abbildung 3.6: Ostansicht der langen Zelle während den Bauarbeiten.



Abbildung 3.7: Ostansicht der Zelle mit Brücke nach Fertigstellung.

Das für den Versuch benötigte Wasser wurde mittels einer Pumpe aus einem eigens dafür hergestellten Pumpensumpf in der Rhône über einem Absetzbecken in die Zelle gefördert. Die Steuerung der gewünschten Stauhöhe wurde mittels zwei Schwimmern automatisch geregelt. Wasserfassung und Absetzbecken sind in den Abbildungen 3-8 und 3-9 ersichtlich. Das gepumpte Wasser wurde mit einem Wasserzähler gemessen, wobei der Zähler durch

den Feststoffgehalt des Rhonewassers mehrmals ausser Betrieb gesetzt wurde und ersetzt werden musste.



Abbildung 3.8: Ansicht aus Westen mit Absetzbecken.



Abbildung 3.9: Ansicht der Wasserfassung in der Rhône.

Ein Messcontainer mit elektrischem Anschluss wurde im Nord-Westen der Zelle am Dammfuss installiert (siehe Abbildung 3.10). So war es möglich, die Steuerung der Pumpe, die Datenerfassungsanlage sowie das Aufnahmegerät der Überwachungsanlage (2 Kameras mit Bewegungssensoren und automatischer Beleuchtung) witterungsgeschützt sicher zu lagern.



Abbildung 3.10: Aufnahme der verkürzten Zelle mit Messcontainer.

3.1.3 Dammgeometrie und Baugrundmodell

Der untersuchte Damm in der Zelle weist eine Höhe von 3.3 m über Terrain auf der Landseite auf. Die Dammbreite beträgt am Fuss 23.5 m, die Kronenbreite 4 m. Sowohl landseitig als auch flussseitig ist der obere Teil der Böschung deutlich steiler. Er wurde vermutlich erst nachträglich, anlässlich der zweiten Rhonekorrektur zur Erhöhung der Dammkrone, auf den ursprünglichen Damm aufgebaut.

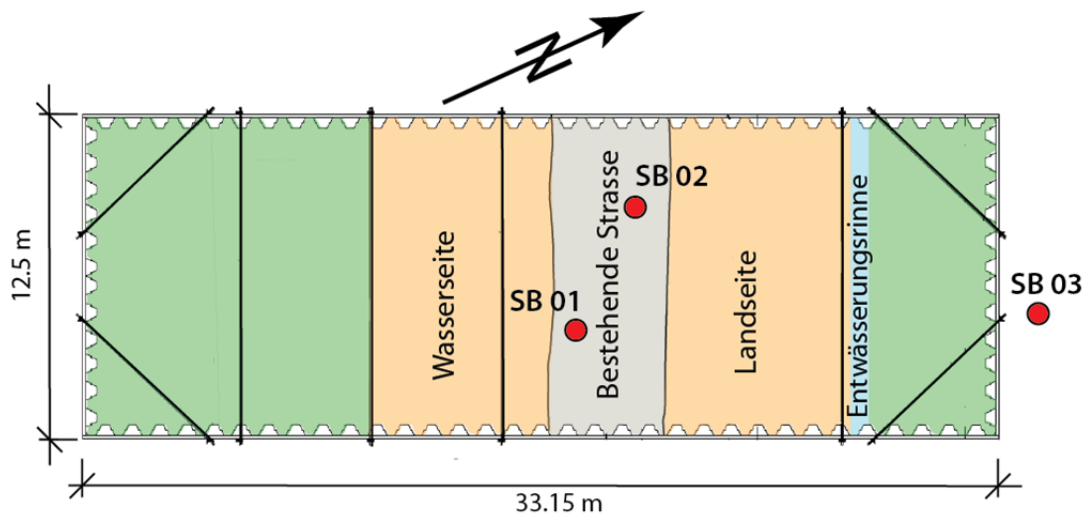


Abbildung 3.11: Lage der Bohrungen.

Zur Abklärung des Aufbaus des Dammes und des Untergrundes sind von der Firma Moix & Zorzi S.A. vom 26. bis 29. 3. 2007 drei Rotationskernbohrungen (siehe Abbildungen 3.11 und 3.12) unter der Leitung vom Büro Rovina Partner AG, Varen, abgeteuft worden. Bei den

Bohrungen SB01 und SB02 wurden je zwei elektrische Piezometer, in der Bohrung SB01 zusätzlich drei Equitensiometer vom IGT eingebaut. Die Bohrungen wurden vom Büro Rovina aufgenommen, die Bohrprofile sind im Anhang 1 enthalten. Eine Liste der entnommenen Proben sowie die Skizze des Piezometereinbaus (Ergänzungen durch IGT) sind auch diesen Beilagen zu entnehmen.

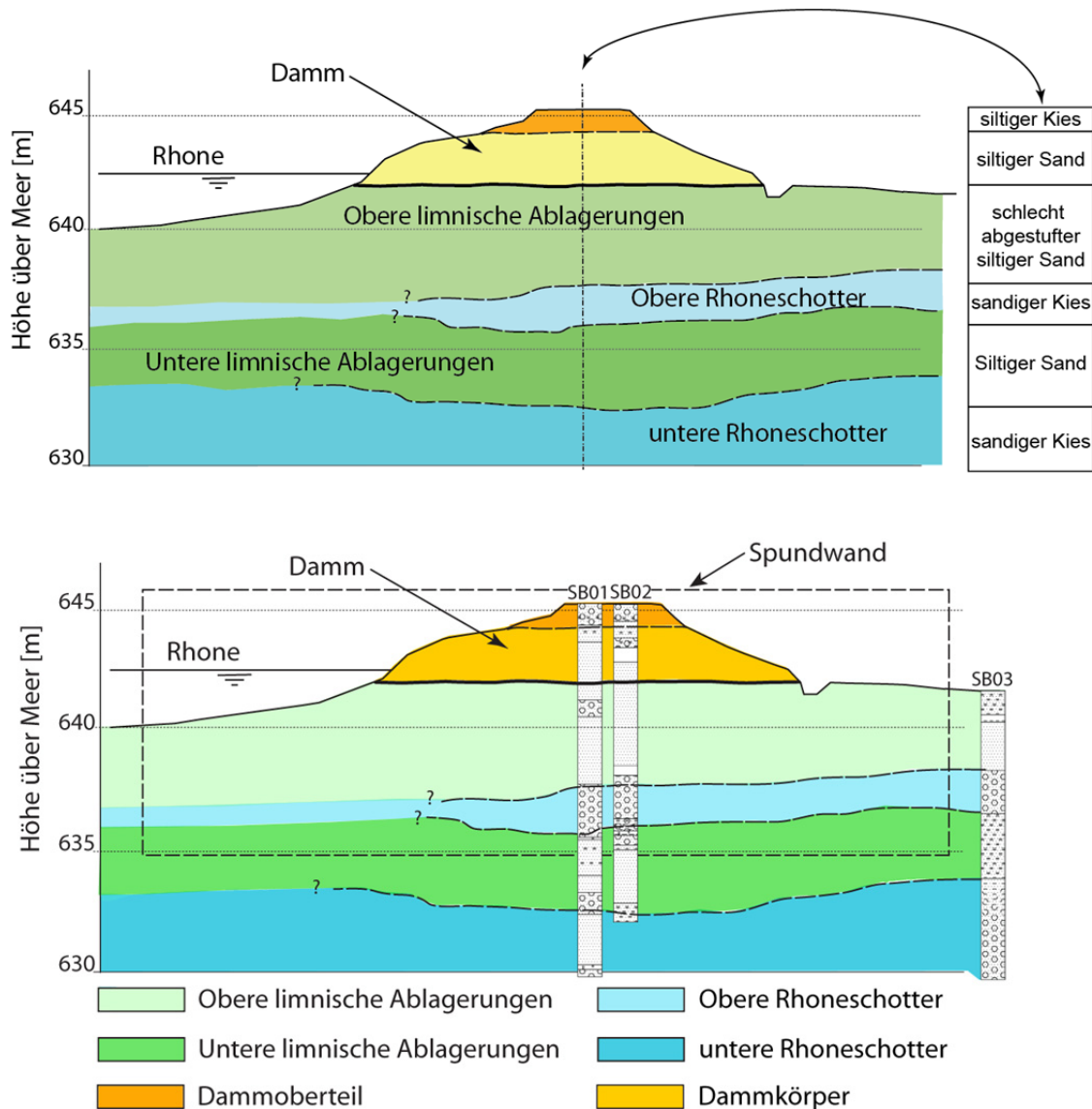


Abbildung 3.12: Geologie des Versuchsquerschnittes.

Die Abbildung 3.12 stellt einen möglichen geologischen Querschnitt durch den Damm- und den Untergrund bei der Versuchszelle dar. Der obere steilere Teil des Dammes besteht aus grobkörnigem Material (Feinkies stark sandig bis sandiger Silt stark kiesig) bis einer Tiefe von 1.6 m in SB01 und 2.2 m in SB02. Darunter besteht das Dammmaterial hauptsächlich aus leicht siltigem Mittelsand SM. Gemäss den Angaben des Geologen (siehe Bohrprofile im Anhang 1.1 bis 1.3) ist der Damm auf den oberen limnischen Ablagerungen gebaut. Bei dieser Schicht handelt es sich hauptsächlich um leicht siltige Sande mit einzelnen grobkörnige-

ren Proben (SP, GM). Darunter wurde in beiden Bohrungen eine Schicht oberer Rhoneschotter angetroffen. Das Material ist ein grobsandiger Kies mit gut gerundetem Gerölle. Darunter liegen die unteren limnischen Ablagerungen aus siltigen bis stark siltigen Feinsanden. In den Bohrungen SB01 und SB03 wurden noch die unteren Rhoneschotter angebohrt. Sie sind im Bohrprofil vom Geologen als saubere bis leicht siltige Kiese (GW) bis leicht siltige Sande (SP) klassiert. In der Bohrung SB01 wurden noch zwei dünnen Schichten mit organischem Material (Torf (OL) zwischen 9.7 bis 9.8 m Tiefe und stark siltiger Feinsand mit organischen Beimengungen (OL) von 15.0 bis 15.2 m Tiefe) angebohrt.

3.1.4 Instrumentierung

3.1.4.1 Messkonzept

Im Rahmen der Voruntersuchungen für die dritte Rhonekorrektur wurden schon mehrere Messquerschnitte auf Rhonedämmen installiert. Diese Messquerschnitte haben sich auf die Messung der Porenwasserdrücke in der gesättigten Zone konzentriert. Untersuchungen am ungesättigten Teil des Dammes wurden noch keine durchgeführt. Mit diesem Projekt sollte das Verhalten des Dammes sowohl in ungesättigtem als auch im gesättigten Zustand untersucht werden.

Das Bodenverhalten im ungesättigten Zustand wird mit Hilfe der Wasserretentionskurve WRC (englisch: Soil water characteristic curve, SWCC oder Water retention curve WRC) charakterisiert. Diese Kurve gibt für einen Boden den volumetrischen Wassergehalt als Funktion der Saugspannung (siehe Kap. 2.4.3.5). Um den ungesättigten Zustand des Dammes zu erfassen, mussten also beide Werte in situ erfasst werden. Der volumetrische Wassergehalt wurde mit Hilfe von Time Domain Reflektometern (TDR) und EnviroSmart Sensoren (ESM) gemessen, die Saugspannung durch Tensiometer (TSM) erfasst. Die Instrumenten werden weiter unten näher erläutert.

Der volumetrische Wassergehalt wird an Stelle des in der Bodenmechanik üblichen gravimetrischen Wassergehalts verwendet. Der volumetrische Wassergehalt θ ist das Verhältnis vom Wasservolumen V_w zu dem totalen Volumen des Bodens V_{tot} :

$$\theta = \frac{V_w}{V_{tot}} \quad [3-1]$$

Er kann auch als Funktion der Sättigung S_r , der Porenzahl e und der Porosität n definiert werden:

$$\theta = \frac{S_r V_p}{V_{tot}} \quad [3-2]$$

$$\frac{V_p}{V_{tot}} = n \quad [3-3]$$

Mit: $V_p = \text{Porenvolumen}$

$$\theta = S_r n \quad [3-4]$$

und

$$\theta = \frac{S_r e}{1 + e} \quad [3-5]$$

Die Beziehung zwischen dem volumetrischen und dem gravimetrischen Wassergehalt kann mit Hilfe folgender Gleichungen berechnet werden:

$$S_r e = w (\gamma_s / \gamma_w) \quad [3-6]$$

mit $\gamma_s = \text{Raumgewicht der Festsubstanz}$

$\gamma_w = \text{Raumgewicht des Wassers}$

$w = \text{volumetrischer Wassergehalt}$

$$\theta = \frac{w \gamma_s}{(1 + e) \gamma_w} \quad [3-7]$$

Mit dieser Sensorenkombination soll die Reaktion des Dammes (Wassergehalt- und Saugspannungsänderungen) auf die Wasserspiegelschwankungen und die wechselnde Witterung, v.a. infolge von Niederschlägen, erfasst werden. Von grossem Interesse ist auch die Entwicklung der Dammsättigung im Falle eines Hochwasserereignisses sowie der Verlauf der Erholung nach dem Ereignis. Die Abbildung 3.13 zeigt schematisch die eingebauten Messsysteme in der Situation und im Querschnitt. Eine detaillierte Skizze mit allen eingebauten Sensoren ist in der Abbildung 3.14 zu finden.

Im Hinblick auf die Bestimmung der Wasserretentionskurven im Feld sind an vier verschiedenen Messstellen (Messstellen A bis D) drei unterschiedliche Sensortypen (Tensiometer, EnviroSmart- und TDR-Sonden) nah zueinander installiert worden. Zusätzlich wurden noch dreimal (Messstellen E bis G) je ein Tensiometer und eine TDR-Sonde nah beieinander eingebaut (Abbildung 3.13).

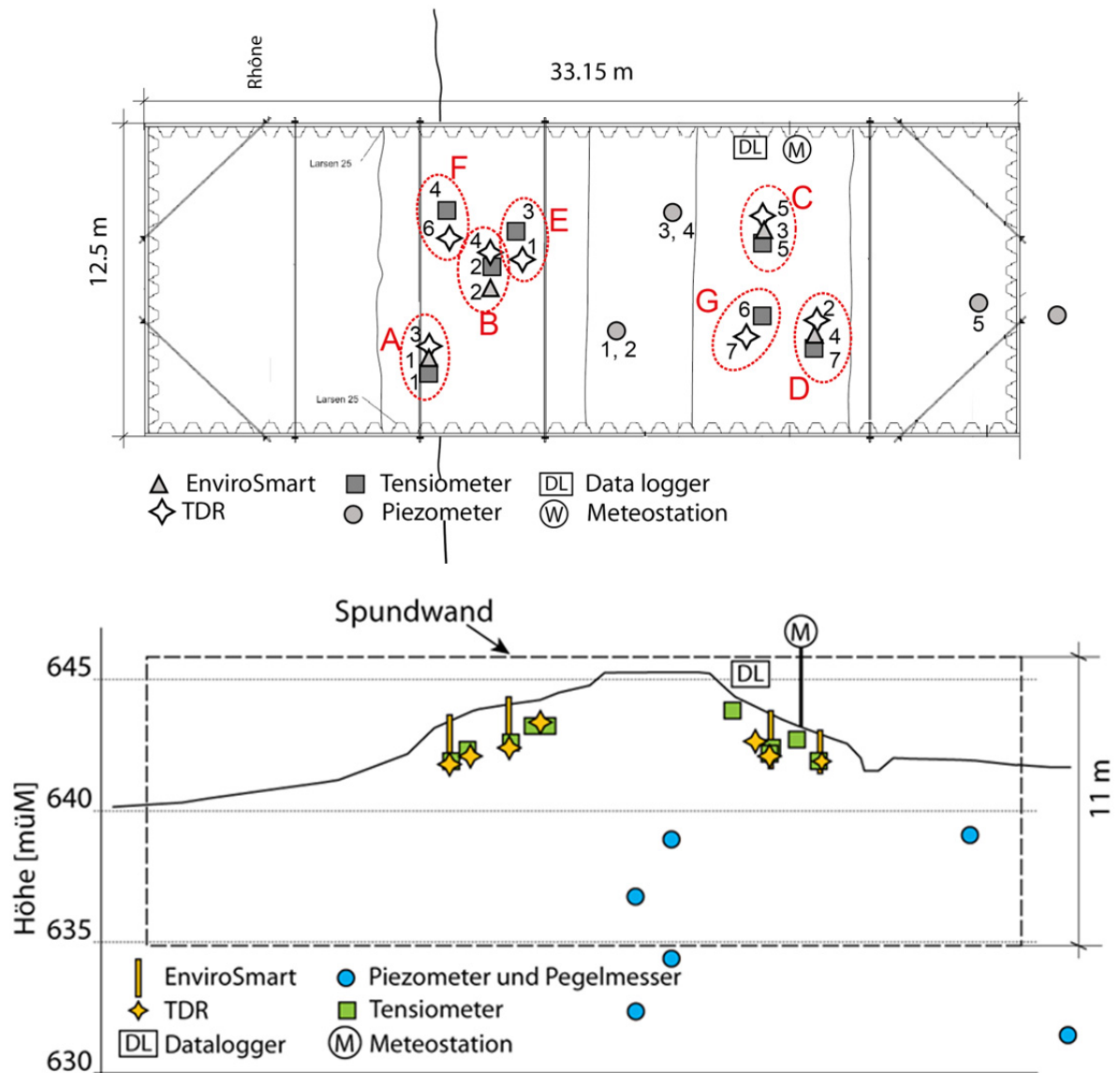


Abbildung 3.13: Schematische Skizzen der eingesetzten Messeinrichtungen.

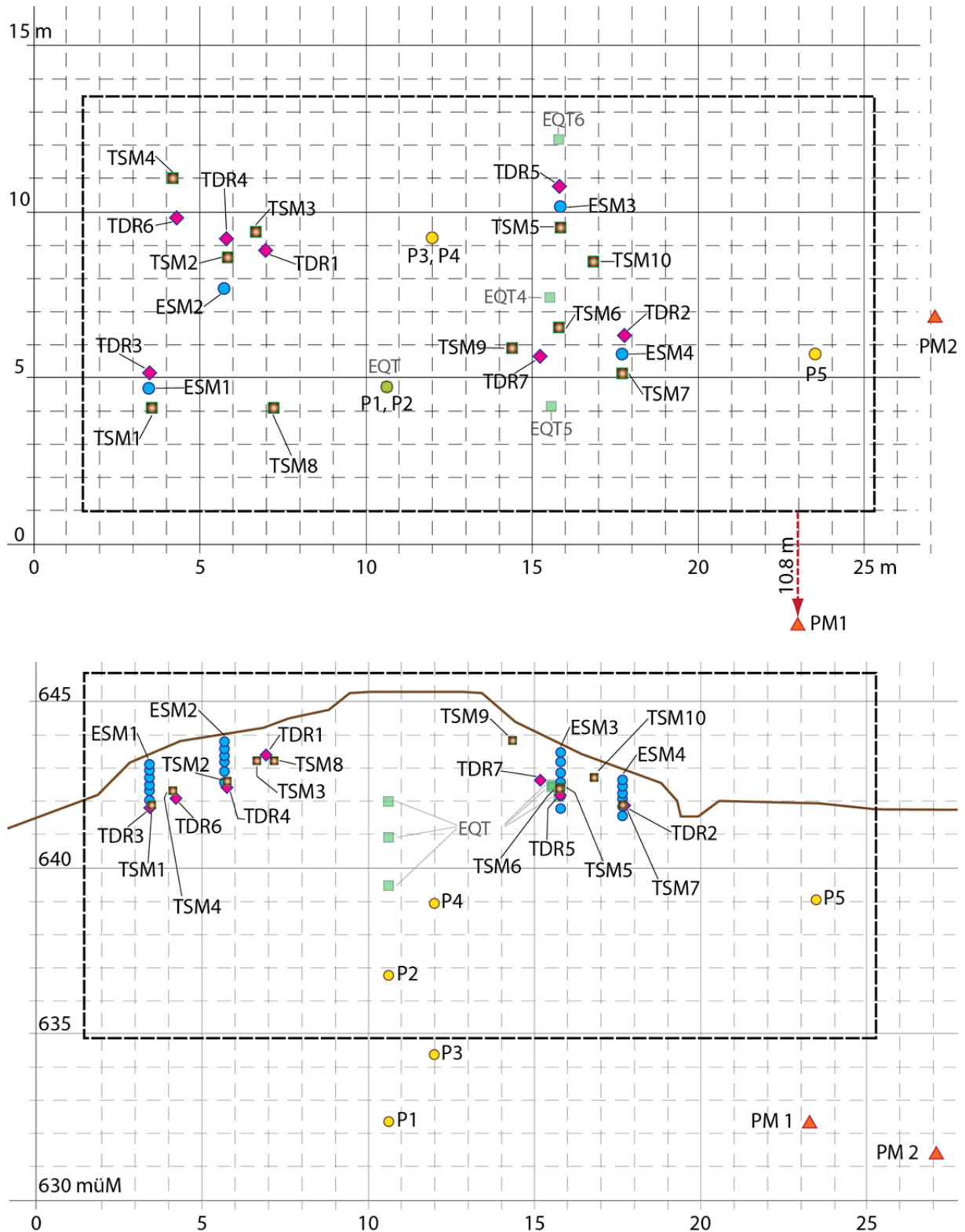


Abbildung 3.14: Lage der Messinstrumente.

Zusätzlich zum Einfluss der Wasserspiegelschwankungen sollte auch der Einfluss des Dammszustandes, d.h. des Sättigungsgrades des Dammes vor einem Ereignis, untersucht werden. Da die Witterung die Sättigung des Dammes zusätzlich beeinflusst, wurden auch die Witterungsdaten mittels Meteostation laufend erfasst.



Abbildung 3.15: Ansicht der Messanlage kurz nach Inbetriebnahme (TSM 8 noch nicht eingebaut), Flussseite.

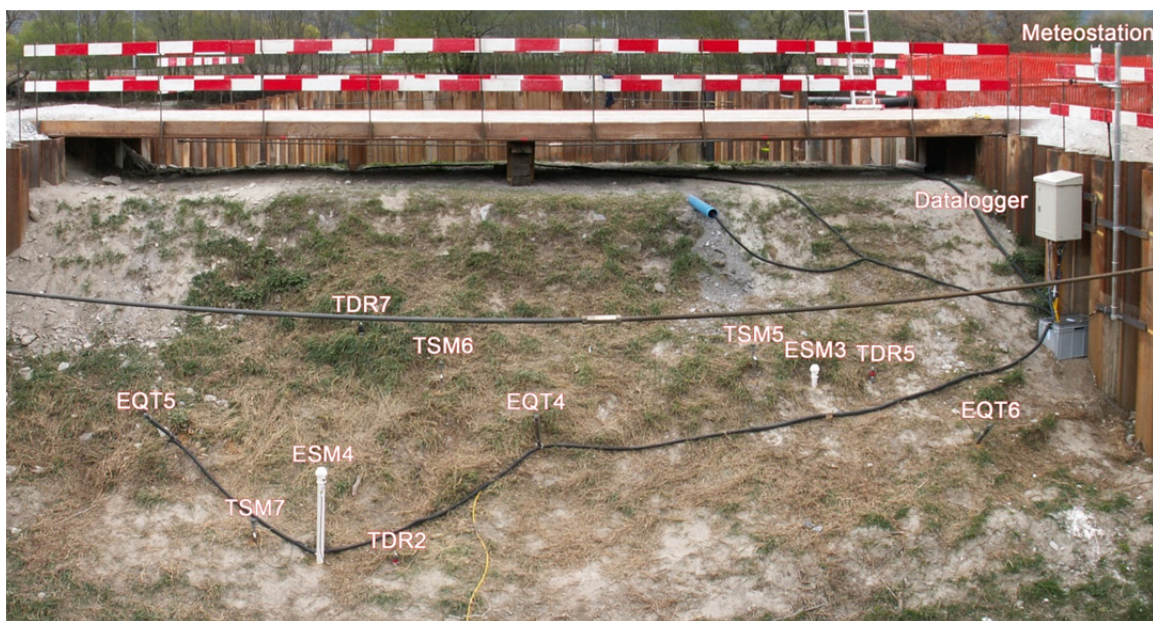


Abbildung 3.16: Ansicht der Messanlage kurz nach Inbetriebnahme (Tensiometer TSM 9 und 10 noch nicht eingebaut), Landseite.

Die Wahl der einzusetzenden Messinstrumente richtete sich nach den Untersuchungszielen. Zur Abklärung des Dammverhaltens wurde das Hauptgewicht auf die Messung des Wassergehaltes im Boden mit paralleler Messung der Saugspannung gesetzt. Die Messungen ausserhalb des Dammquerschnitts dienen vor allem der Feststellung der Randbedingungen. Eine Auflistung mit Angabe der Höhe über Meer und Tiefe ab OK-Terrain ist in der Tabelle am Ende des Abschnitts 3.1 zu finden. Die Messanlage ist auf der Abbildung 3.15 (Flussseite) und auf der Abbildung 3.16 (Landseite) photographisch festgehalten.

3.1.4.2 Wasserdruckmessungen: Piezometer und Druckgeber

Zur Messung der Porenwasserdrücke im Untergrund wurden 5 Piezometer mit Temperaturmessung in den Bohrungen SB01 und SB02 (je 2 Piezometer) und in einem Rammpiezometer auf der Nordseite innerhalb der Zelle eingebaut.

Die Druckmessung erfolgt mit schwingender Saite, wobei die Piezometer zur Kompensation der Luftdruckänderungen ventiliert sind.

Eingesetzt wurden Piezometer des Typs Geokon, Mod. 4500 AL, mit folgenden Charakteristiken:

Messbereich Druck: 170 kPa

Messbereich Temperatur: -20°C - $+80^{\circ}\text{C}$

Genauigkeit Druckmessung: $\pm 0.1 \%$ des Messbereichs.

Genauigkeit Temperaturmessung: $< 0.05 \%$ des Messbereichs./ $^{\circ}\text{C}$

Zur Messung des Wasserstandes in der Zelle, des Rhonepegels sowie der Höhe des Grundwassers in der Bohrung SB03 und in dem östlich der Zelle vorhandenen Limnigraph wurden 4 Druckgeber des Typs Keller, Mod. PR 36Wx mit folgenden Charakteristiken eingesetzt:

Messbereich 1 bar relativ

Genauigkeit Druckmessung: $\pm 0.1 \%$ des Messbereichs.

3.1.4.3 Saugspannungsmessung: Tensiometer und Equitensiometer

Tensiometer

Zur Messung der Saugspannung im Boden sind Jet Fill Tensiometer des Typs 2725AR verwendet worden. Sie bestehen aus einem Kunststoffhohlzylinder mit angeschraubter Keramikspitze am unteren Ende (Abbildung 3.17). Der Jet Fill Tensiometer ist oben mit einem Behälter und einem Wiederbefüllmechanismus versehen. Der Druckgeber zur Messung der Saugspannung ist seitlich angeschlossen. Alle Tensiometer wurden mit Druckgeber des Typs Keller, Mod. PAA 23 mit einem Messbereich von 1 bar absolut versehen. Der Messbereich des Tensiometers selber ist wegen Kavitation auf 80 bis 85 kN/m^2 begrenzt. In einer ersten Phase wurden 7 Tensiometer installiert, nach der Phase I sind 3 zusätzliche Tensiometer zur besseren Erfassung des oberen Teils des Dammes installiert worden. Es wurden Tensiometer mit drei unterschiedlichen Längen, 150, 90 und 60 cm eingebaut.

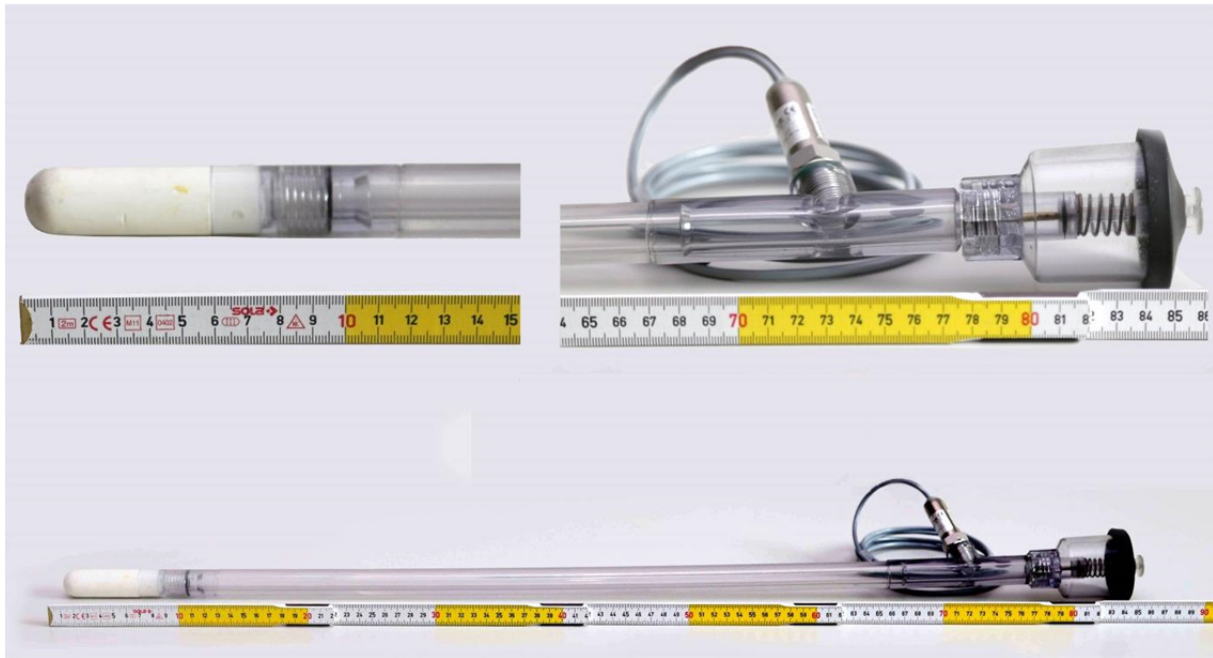


Abbildung 3.17: Jet Fill Tensiometer mit Druckdose (Hersteller: Soil Moisture).

Equitensiometer

Als Ergänzung zu den Tensiometern wurden auch Equitensiometer des Typs EQ 3505 zur Bestimmung der Saugspannungen eingebaut. Diese Messgeräte haben einen sehr grossen Messbereich von 0 bis -1500 KPa. Das Messprinzip wird in den Unterlagen des Herstellers (Heiko Meier Nachrichtentechnik, DE-08297 Zwönitz) wie folgt beschrieben: *"Das Matrixpotential gibt die Energiemenge an, die aufgewendet werden muss, um z. B. ein Gramm Wasser aus dem Boden zu gewinnen. Es hat die Einheit bar oder kPascal (...). Im Gleichgewichtszustand herrscht zwischen benachbarten Bodenpartien gleiches Matrixpotential, unabhängig von Korngrössenzusammensetzung, Humusgehalt, Dichte usw. des Bodens. Das Equitensiometer nutzt diese Eigenschaft aus, indem ein Gleichgewichtskörper mit bekannter pF-Kurve mit dem zu messenden Boden in Kontakt gebracht wird. Durch Bestimmung des Wassergehalts des Gleichgewichtskörpers kann das Matrixpotential direkt gemessen werden."* Um den Kontakt zwischen Boden und Messgerät zu gewährleisten, muss der Sensor vollständig in einem feinen Quarzmehl eingebettet werden, das als Suspension am Einbauort eingebracht werden muss. Drei Geräte wurden in der Bohrung SB01 im oberen Teil des Dammes eingebaut. Dabei erwies sich der Einbau als sehr schwierig und die vollständige Einbettung des Sensors im Quarzmehl war nicht zu garantieren. Es wurde darum auf einen Einbau in der Bohrung SB02 verzichtet. 3 Equitensiometer wurden in der Folge in der landseitigen Böschung schräg eingebaut, wobei sich auch hier der Einbau in einem bis zu 1.5 m tiefen Loch als nicht unproblematisch erwies.

Einem möglichst sorgfältigen Einbau zum Trotz lieferten die Geräte nur Messwerte, die ausserhalb des Eichbereichs liegen. Es wird vermutet, dass die Ursache bei einem ungenügend

guten Kontakt zwischen Messgerät und Boden liegt. Aus diesen Gründen wird in dieser Arbeit auf eine Darstellung der Messresultate der Equitensiometer verzichtet.

3.1.4.4 Wassergehaltmessung: TDR- und EnviroSmart-Sonden

Zur Messung des volumetrischen Wassergehalts im Boden sind zwei unterschiedliche Typen von Wassergehaltsonden eingesetzt worden. Beide nützen die Tatsache aus, dass die relative Dielektrizitätszahl des Wassers viel höher liegt als die der mineralischen Bodenpartikel. Anhand der von den Sonden gemessenen Dielektrizitätszahl wird mit Hilfe von empirischen Beziehungen der volumetrische Wassergehalt des Bodens bestimmt.

Die Messungen des Wassergehalts im Boden erfolgten an 31 Messstellen mit Hilfe von 7 TDR-Sonden und 4 EnviroSmart-Rohren, die je 6 Sonden enthalten.

TDR-Sonden

Es wurden TDR-Sonden des Typs TDR 100, der Firma Markasub eingebaut. Gerät, Funktionsweise und Auswertung der Messdaten sind in Thielen (2008) ausführlich beschrieben. Die Auswertung der Messdaten erfolgte nach Topp et al. (1980).



Abbildung 3.18: TDR-Sonde (Hersteller: Markasub).

EnviroSmart-Sonden

Neben den TDR-Sonden sind 4 EnviroSmart-Sonden der Firma Sentek mit jeweils 6 Wassergehaltssensoren im Dammkörper eingebaut worden.

Bei diesem System sind die Sensoren nicht in direktem Kontakt mit dem Boden sondern werden geschützt in einem Kunststoffrohr (Durchmesser 56.5 mm) eingebaut (Abbildung 3.19). Das Schutzrohr (mit einem Schneidring versehen) wird vorsichtig in den Boden eingeschlagen bei gleichzeitigem Herausnehmen des im Rohr anfallenden Materials. Dieses Vorgehen minimisiert die Störung des Bodens durch den Einbau, lässt sich aber nur bei feinkörnigen Böden anwenden. Nach Erreichen der Solltiefe wird das Schutzrohr gesäubert und am unteren Ende durch eine doppelte Klemmdichtung wasserdicht abgeschlossen. Die

Sonden (maximal 16 pro Rohr) werden ins Schutzrohr mit wählbaren Abständen installiert. Die Messelektronik befindet sich im Rohr selber, die Messdaten werden als Spannung herausgegeben. Sie werden per Kabel durch die obere Schutzkappe zum Datalogger geführt.

Für den Einbau in den Damm waren zum Teil mehrere Versuche mit Standortänderung notwendig, um vorhandenen Steinen ausweichen zu können. Um die Entstehung von präferentiellen Sickerwegen zu verhindern, wurden die Löcher bei Nichtgebrauch mit einer Mischung von Feinsand mit Ton wieder aufgefüllt.

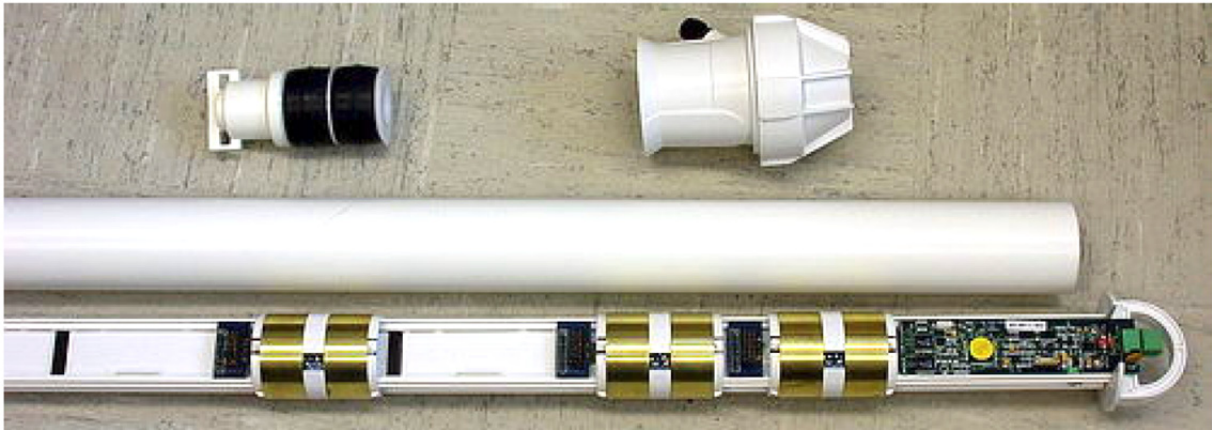


Abbildung 3.19: Ansicht einer EnviroSmart-Sonde (Bild Campbell Scientific, Inc.).

Das Messprinzip basiert auf der Messung der Kapazität bei hohen Frequenzen. Der Sensor gibt eine dimensionslose Frequenz aus, die mit Hilfe einer Normalisierungsgleichung und einer Kalibrierung in einen volumetrischen Wassergehalt umgerechnet wird. Nach Angaben des Herstellers erfasst die Messung zu 99 % einen Bereich mit einem 10 cm Radius ab der Rohraussenwand. Die Messgenauigkeit nach Kalibrierung beträgt ± 0.03 Volumen - %.

Die Kalibrierung erfolgte einerseits an der Luft für die untere Grenze des Wassergehalts und andererseits in einem eigens dafür gebauten Holzbehälter. Das ganze Messrohr konnte somit unter Wasser gesetzt werden, was die Messung eines 100% Wassergehalts erlaubte. Mit diesen beiden Messwerten konnten alle Sensoren kalibriert werden. Das Gerät wurde am Institut für terrestrische Ökologie der ETH Zürich durch Schwank et al. (2006) ausgiebig erprobt.

3.1.4.5 Meteostation

Zur Erfassung der meteorologischen Bedingungen wurde eine Meteostation des Typs Vaisala WXT510 mit Strahlungssonde NR-Lite, Windmesser (Geschwindigkeit und Richtung) inkl. Niederschlagsmessung sowie Messung der Lufttemperatur und Luftfeuchte eingesetzt. Die Sensoren der Meteostation wurden auf einem landseitig an der westlichen Wand der Zelle angebrachten Mast installiert. Da sich eine offizielle Messstation der Meteo Suisse auf der anderen Seite des Flusses befindet, konnten die Messwerte der Meteostation mit den offiziellen Werten verglichen werden. Die Erfassung der Regenmenge erfolgte akustisch und eine gute Übereinstimmung mit den Daten von MeteoSchweiz konnte festgestellt werden. Wegen

dem akustischen Messprinzip wurden Schneefälle nicht erfasst, sodass für die Zeit zwischen Oktober 2007 und April 2008 die Daten von MeteoSchweiz verwendet wurden.

3.1.4.6 Datenerfassung

Zur Datenerfassung wurde ein Datalogger der Firma Campbell, Typ Campbell CR1000-4M ausgerüstet mit GSM Modul, Multiplexer, Vibrating Wire Modul, TDR 100 + 8 Kanal Multiplexer eingesetzt. Der Datalogger wurde an der westlichen Wand der Zelle auf der Landseite installiert, die elektrische Versorgung wurde von der Baubaracke aus gewährleistet.

Die Datei konnten einerseits per Kabel in die Baubaracke und andererseits per GSM von einem beliebigen Standort heruntergeladen werden.

Der Ablesetakt wurde über die ganze Versuchsperiode konstant gehalten und betrug eine Ablesung aller Messwerte alle 10 Minuten.

Tabelle 3.1: Eingebaute Instrumente mit Höhenlage und Tiefe ab OKT.

Versuchszelle Baltschieder Instrumentierung						
Label	Messinstrument	Flussseite	Luftseite	OKTerrain	Messstellenhöhe	Tiefe ab OKT
				[müM]	[müM]	[m]
TDR 1	TDR 1 (90 cm)	x		644.14	643.38	0.76
TDR 2	TDR 2 (90cm)		x	642.74	641.89	0.85
TDR 3	TDR 3 (150 cm)	x		643.21	641.81	1.40
TDR 4	TDR 4 (150 cm)	x		643.91	642.41	1.50
TDR 5	TDR 5 (150 cm)		x	643.59	642.19	1.40
TDR 6	TDR 6 (150 cm)	x		643.53	642.08	1.45
TDR 7	TDR 7 (150 cm)		x	644.01	642.63	1.38
TSM1	Tensiometer 1 (150 cm)	x		643.36	641.87	1.49
TSM2	Tensiometer 2 (150 cm)	x		644.07	642.58	1.49
TSM3	Tensiometer 3 (90 cm)	x		644.22	643.22	1.00
TSM4	Tensiometer 4 (150 cm)	x		643.71	642.30	1.41
TSM5	Tensiometer 5 (150 cm)		x	643.75	642.40	1.35
TSM6	Tensiometer 6 (150 cm)		x	643.67	642.26	1.41
TSM7	Tensiometer 7 (90 cm)		x	642.79	641.86	0.93
TSM8	Tensiometer 8 (90 cm)	x		644.06	643.22	0.84
TSM9	Tensiometer 9 (90 cm)		x	644.56	643.82	0.74
TSM10	Tensiometer 10 (60 cm)		x	643.35	642.70	0.65
ESM1	EnviroSmart 1	x		643.23		
	EnviroSmart 1.1	x			643.11	0.12
	EnviroSmart 1.2	x			642.91	0.32
	EnviroSmart 1.3	x			642.71	0.52
	EnviroSmart 1.4	x			642.51	0.72
	EnviroSmart 1.5	x			642.31	0.92
	EnviroSmart 1.6	x			642.01	1.22
ESM2	EnviroSmart 2	x		643.96		
	EnviroSmart 2.1	x			643.77	0.19
	EnviroSmart 2.2	x			643.57	0.39
	EnviroSmart 2.3	x			643.37	0.59
	EnviroSmart 2.4	x			643.17	0.79
	EnviroSmart 2.5	x			642.87	1.09
	EnviroSmart 2.6	x			642.57	1.39
ESM3	EnviroSmart 3		x	643.68		
	EnviroSmart 3.1		x		643.46	0.22
	EnviroSmart 3.2		x		643.16	0.52
	EnviroSmart 3.3		x		642.86	0.82
	EnviroSmart 3.4		x		642.56	1.12
	EnviroSmart 3.5		x		642.16	1.52
	EnviroSmart 3.6		x		641.76	1.92
ESM4	EnviroSmart 4		x	642.75		
	EnviroSmart 4.1		x		642.64	0.11
	EnviroSmart 4.2		x		642.44	0.31
	EnviroSmart 4.3		x		642.24	0.51
	EnviroSmart 4.4		x		642.04	0.71
	EnviroSmart 4.5		x		641.84	0.91
	EnviroSmart 4.6		x		641.54	1.21
P1	Piezometer 1			645.29	632.34	12.95
P2	Piezometer 2			645.29	636.74	8.55
P3	Piezometer 3			645.27	634.37	10.90
P4	Piezometer 4			645.27	638.92	6.35
P5	Piezometer 5			641.92	639.04	2.88
PM1	Pegelmesser 1	Limnigraph		642.33	632.34	9.99
PM2	Pegelmesser 2	SB 03		642.07	631.39	10.68
-	Pegelmesser 3	Rhonepegel			640.35	-
-	Pegelmesser 4	Zellenwasserstand			640.86	-

3.2 Versuchsablauf

Das Ziel der Untersuchungen war die Messung der Dammantwort auf Wasserspiegeländerungen und variierende klimatische Bedingungen (vor allem nach Niederschlägen). Wichtig war dabei die Erfassung des Dammverhaltens im ungesättigten Bereich, da dieser Bereich von den früheren Untersuchungen an den Rhonedämmen noch nicht erfasst worden ist.

Mit Hilfe der Zelle konnten mehrere Hochwasserzustände simuliert werden, indem der flussseitige Teil der Zelle mit Wasser bei verschiedenen Höhen und Zeitdauern gefüllt wurde. Zwischen den Hochwasserperioden wurden Erholungsphasen eingeplant, wo der Damm nur durch allfällige Witterungseinflüsse beeinflusst wurde. Durch diese Erholungsphasen konnten wieder "stationäre" Bedingungen vor jeder Versuchsphase geschaffen werden.

Um den Einfluss von starken Niederschlägen zu studieren, wurde auch ein Beregnungsversuch durchgeführt. Da im Winter wegen Frost keine Pumparbeiten möglich waren, wurde dem Damm eine Erholungsphase gegönnt und die Versuche im Frühling mit einer Wechselbelastung durch wiederholte Wasserspiegeländerungen durchgeführt. Der ganze Versuchsablauf ist mit dem Verlauf des Rhonepegels in Abbildung 3.20 dargestellt.

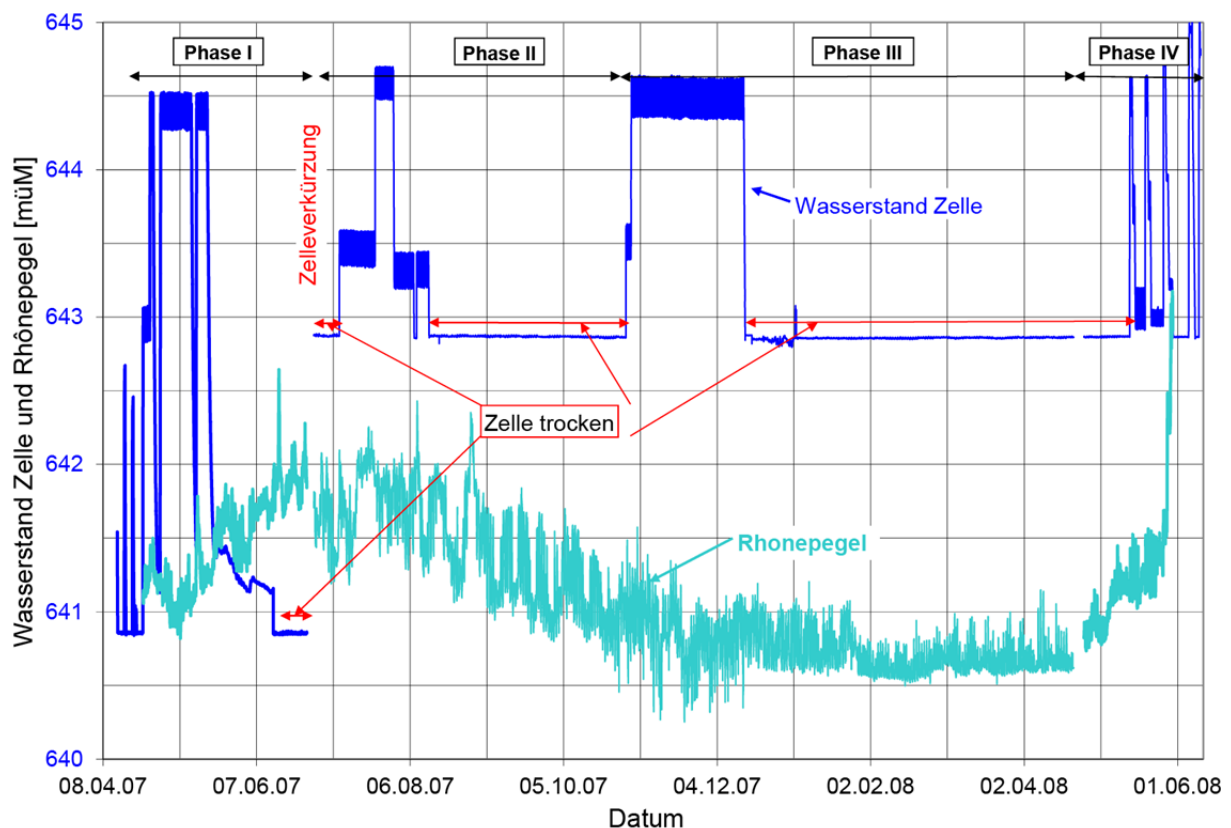


Abbildung 3.20: Versuchsablauf mit Zellenwasserstand und Rhonepegel.

Die Versuchsdauer betrug insgesamt 425 Tage (13. April 2007 bis zum 11. Juni 2008) vom Start der Datenerfassung bis zur letzten Hochwassersimulation. Der Übersichtlichkeit halber

wurde die Untersuchung in 4 verschiedene Phasen unterteilt (Tabelle 3.2). Phase I erstreckt sich vom Versuchsanfang bis zur Verkleinerung der Zelle (siehe Kap. 3.1.2). Phase II beginnt anschliessend in der verkürzten Zelle mit mehreren Wasserspiegeländerungen gefolgt von einer Erholungsphase, um wieder einheitliche Bedingungen zu erhalten für den Anfang der Phase III. In der dritten Phase wurde der Damm zuerst 3 Tage lang berieselt und der Wasserspiegel anschliessend für eine Dauer von 46 Tagen erhöht. Am Anfang der Frostperiode wurde der Wasserspiegel abgesenkt und die Erholung des Dammes bis im Frühling beobachtet. Während der Phase VI wurde der Damm durch vier sich kurz hintereinander folgende Hochwassersimulationen belastet wobei der Wasserspiegel stufenweise bis an die Dammkrone erhöht wurde.

Tabelle 3.2: Phasen des Versuchsablaufs.

Phasen	Daten	Phasendauer	
Phase I	13.04.2007 - 26.06.2007	74 Tage	Simulation von mehreren Hochwasserereignissen verschiedener Höhe und Dauer
Phase II	29.06.2007 - 15.10.2007	108 Tage	Simulation von 3 lang andauernden Hochwasserereignissen
Phase III	15.10.2007 - 21.04.2008	189 Tage	Berieselungsversuch und Simulation eines lang andauernden Hochwasserereignisses, gefolgt von einer langen Erholungsperiode
Phase IV	25.04.2008 - 11.06.2008	47 Tage	Simulation von 4 kurzzeitigen Hochwasserereignissen in schneller Folge

Abbildung 3.21 zeigt die Messresultate von drei ausgewählten Piezometern für die ganze Versuchsdauer. Aus den Kurvenverläufen ist ersichtlich, dass die Wasserstände in den Piezometern vom Rhonepegel massgebend beeinflusst werden. Ein Einfluss des Zellenwasserstandes ist kaum zu erkennen.

Die mit den gleichen Piezometern gemessenen Temperaturen sind in der Abbildung 3.22 dargestellt. Im Gegensatz zu den Piezometermessungen ist hier der Einfluss des wärmeren Zellenwassers in Form von Temperaturerhöhungen eindeutig messbar. Der Einfluss hoher Zellenwasserstände ist in den EnviroSmart-Messungen (ESM 1.6 in Abbildung 3.23) und in den Tensiometermessungen (TSM 1 in Abbildung 3.24) auch eindeutig.

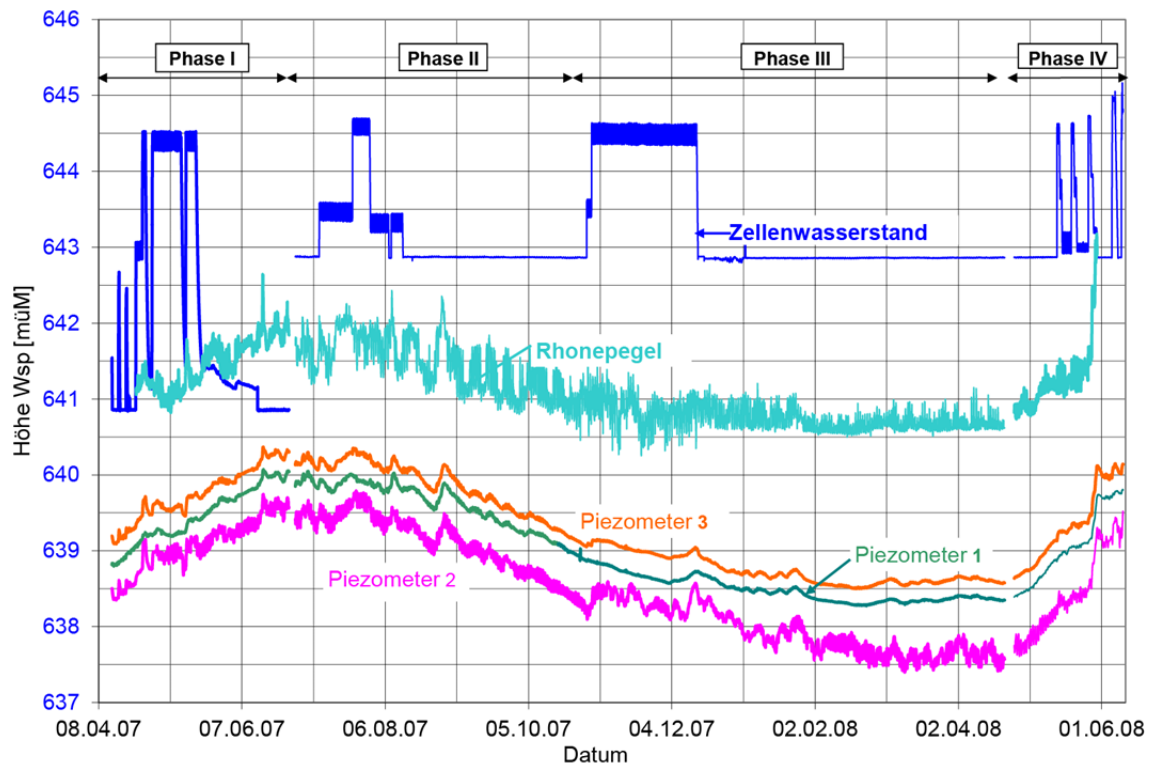


Abbildung 3.21: Versuchsablauf mit ausgewählten Piezometermessungen.

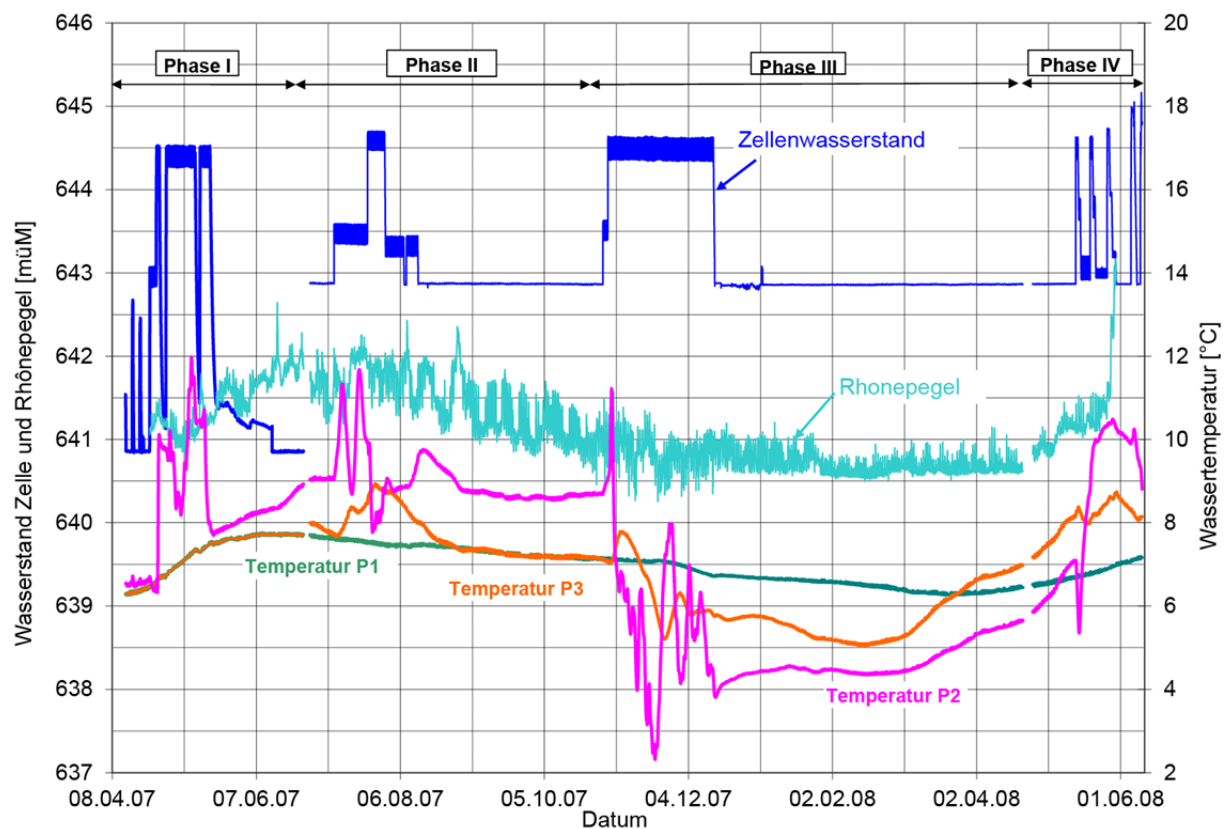


Abbildung 3.22: Versuchsablauf mit ausgewählten Temperaturmessungen.

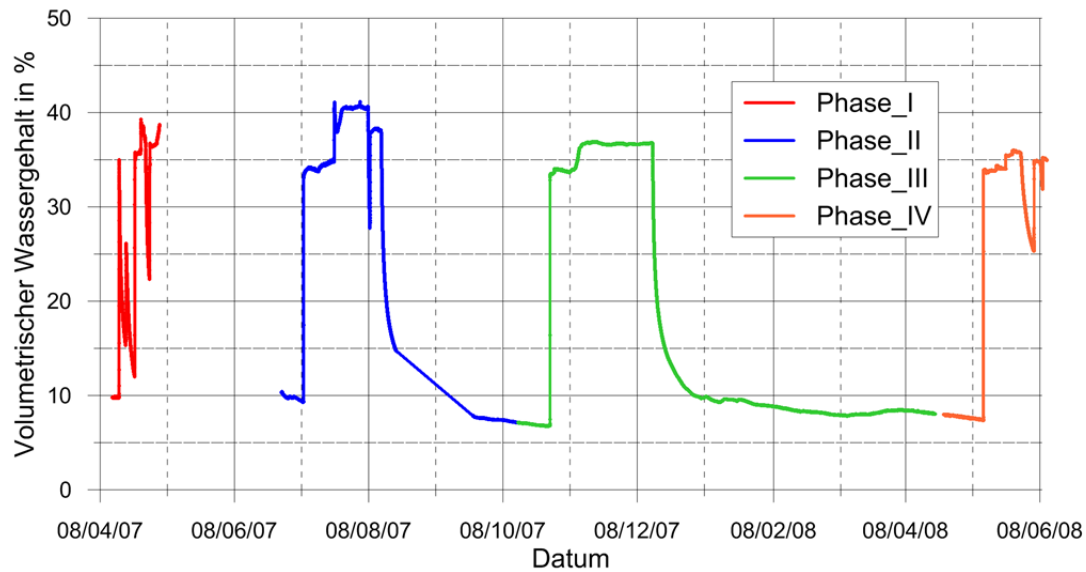


Abbildung 3.23: Verlauf des volumetrischen Wassergehalts beim EnviroSmart 1.6 (eingebaut auf der Wasserseite, Tiefe ab OKT = 1.22 m).

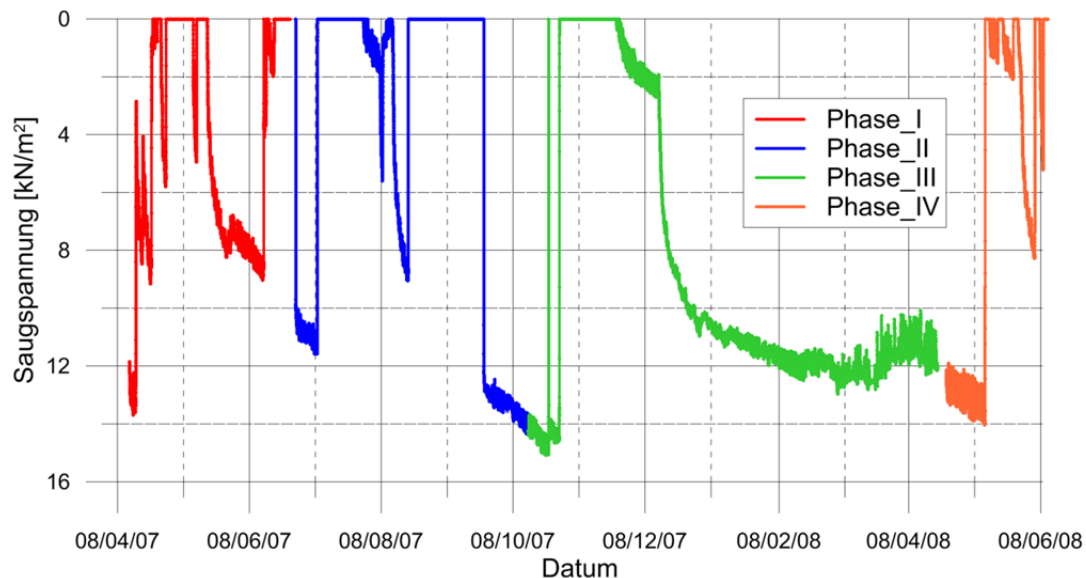


Abbildung 3.24: Verlauf der Saugspannungen beim Tensiometer 1 (eingebaut auf der Wasserseite, Tiefe ab OKT = 1.49 m).

3.3 Phase I

In der Phase I wurden zuerst die Versuchseinrichtungen getestet. Während dem ersten Probeinstau wurden zahlreiche Leckstellen an der Spundwand festgestellt. Diese wurden von der Bauunternehmung in der Folge abgedichtet. Da anzunehmen war, dass die Schlösser der Spundwand auch im Boden nicht vollständig dicht waren, wurde die Sohle der Versuchszelle entlang der Spundwand mittels Quellerit-Kugeln abgedichtet.

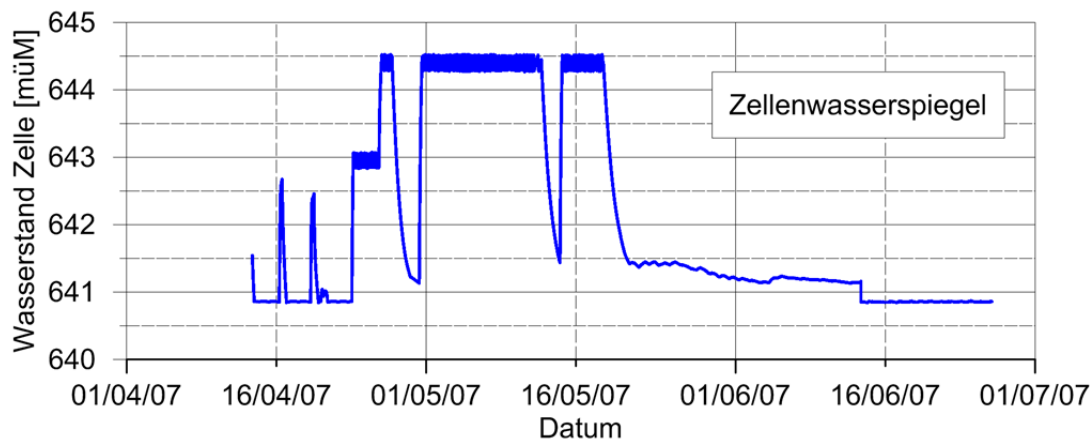


Abbildung 3.25: Versuchsverlauf, Phase I.

Der Versuchsablauf lässt sich aus der Abbildung 3.25 entnehmen. Zuerst wurde der Zellenwasserspiegel versuchsweise zweimal kurzzeitig erhöht. Anschliessend wurde der Wasserspiegel in der Zelle für 2 ½ Tage auf 643 müM. erhöht, anschliessend für 1 Tag auf 644.4 müM. gehalten. Danach ist die Wasserzufuhr unterbrochen worden, bis das Zellenwasser die Kote 641.15 müM erreicht hatte. Dann wurde ein langzeitiges Hochwasser (11 Tage) simuliert. In der Folge wurde die Wasserzufuhr abgestellt, bis das Zellenwasser die Kote 641.45 müM. erreichte. Ein 4-tägiges Hochwasser wurde danach simuliert. Bis zum Ende der Phase I folgte eine Erholungsphase bei minimalem Wasserspiegel. Ab 13. Juni (61. Versuchstag), erfolgte die Verkürzung der Zelle, sodass der Wasserspiegel in der Zelle der Pegelhöhe der Rhone entsprach.

3.3.1 Ausgewählte Resultate der Feldmessungen

Abbildung 3.26 zeigt die Resultate der Piezometer- und Pegelmessungen bis zum Ende der Hochwassersimulation. Auffallend ist, dass die Piezometer innerhalb der Zelle (P2, P4, P5) sowie der Piezometer P3, der nur 11 cm unter dem Spundwandfuss liegt, auf die Wasserspiegeländerungen in der Zelle reagieren obwohl die gemessene Druckerhöhung sehr klein ist. Der Piezometer P1 (2.5 m unterhalb Spundwandfuss) sowie die Pegelmesser PM1 (Limnigraph) und PM2 (SB03) scheinen nur vom Rhonepegel beeinflusst zu sein. Der Piezometer P2 reagiert sehr rasch, sogar auf kurzfristige Abflussschwankungen der Rhone.

Die Resultate der Temperaturmessungen für die gleiche Periode sind in der Abbildung 3.27 dargestellt. Mit Ausnahme der Piezometer P1 und P5 zeigen die Piezometer eine deutliche, zeitlich verzögerte Reaktion auf die Wasserspiegeländerung in der Zelle. Der Piezometer P1 sowie der Piezometer P5, der beim landseitigen Abschluss der Zelle eingebaut ist, bleiben vom Zellenwasser unbeeinflusst.

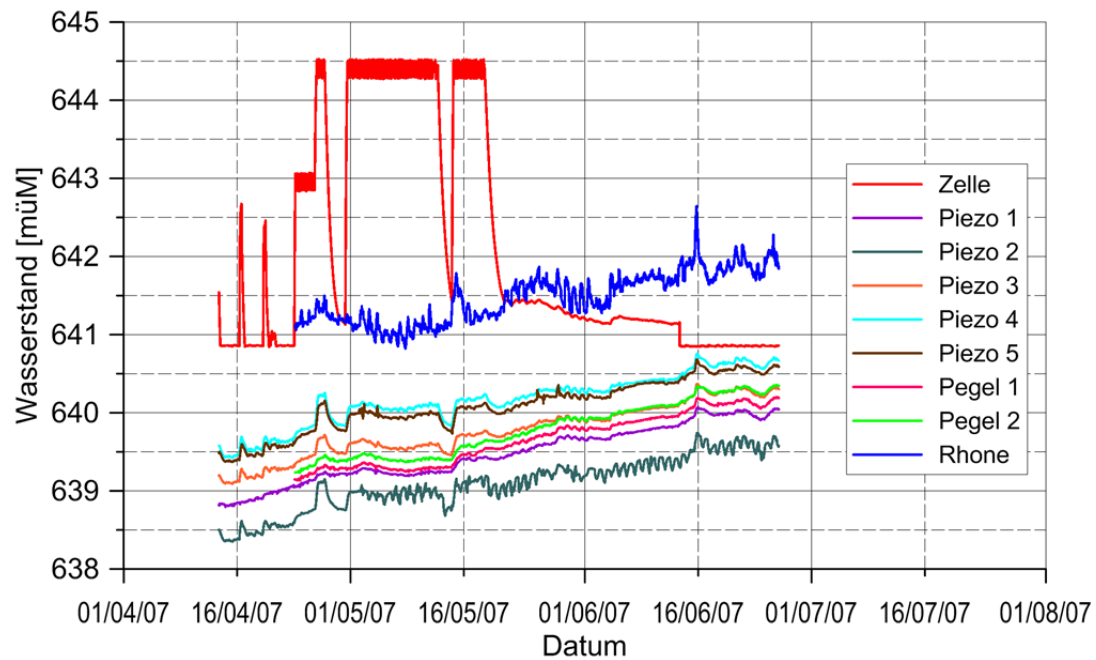


Abbildung 3.26: Resultate der Piezometermessungen, Phase I.

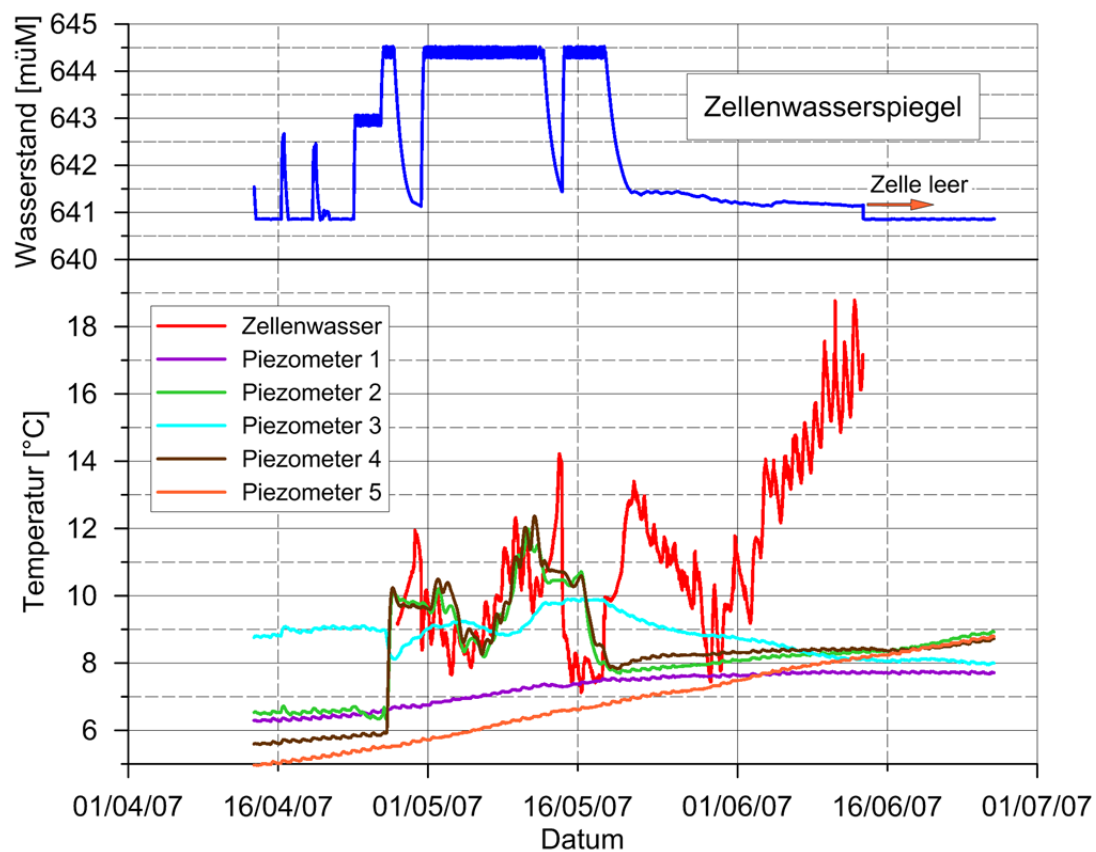


Abbildung 3.27: Ausgewählte Temperaturmessungen, Phase I.

Beispielhalber sind die Messungen des volumetrischen Wassergehaltes in den EnviroSmart 1 und 2 in den Abbildungen 3-26 und 3-28 dargestellt.

Beim EnviroSmart 1, der sich am nächsten bei der flussseitigen Böschung befindet, reagieren die zwei untersten Sonden und im geringen Mass die drittunterste schon bei den Probe-einstaus auf ca. 642.5 müM. Die oberen Sonden zeigen eine Reaktion erst ab dem Einstau auf 643 müM., wobei der gemessene Wassergehalt noch weit unter dem Sättigungswassergehalt bleibt. Bei der anschliessenden Erhöhung des Wasserspiegels auf 644.5 müM. zeigen alle Sonden Wassergehalte an, die beim Sättigungswassergehalt liegen. Bei dieser Höhe stand die Messstelle (Höhe OK-Terrain: 643.22 müM) unter Wasser.

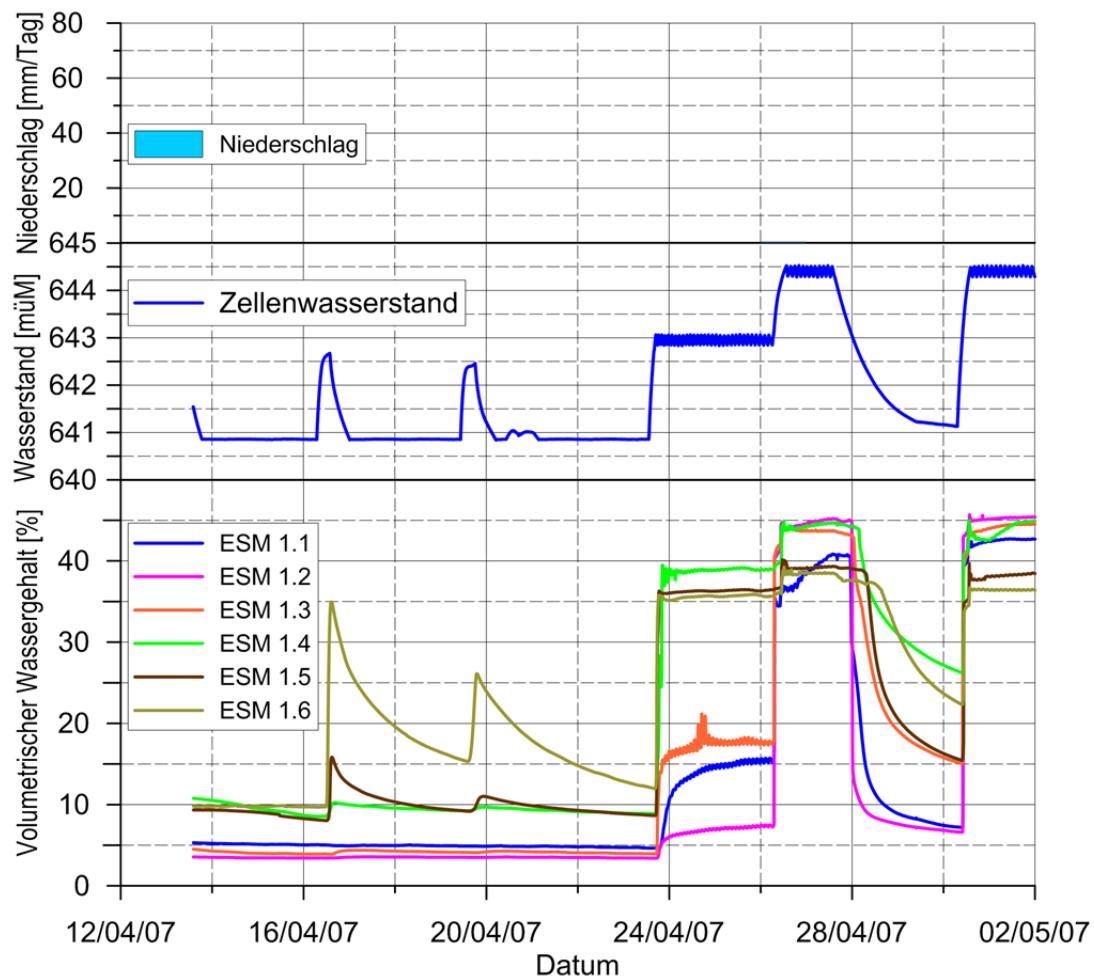


Abbildung 3.28: EnviroSmart-Messungen ESM 1 (Wasserseite), Startphase.

Beim EnviroSmart 2, der in einem Abstand von 2.29 m. in Richtung Dammmittle vom EnviroSmart 1 liegt (Abbildung 3.30), zeigen die zwei untersten Sensoren eine Reaktion erst nach 1 (ESM 2.6) bzw. 2 Tagen (ESM 2.5). Bei der anschliessenden Erhöhung des Wasserspiegels auf 644.5 m. stiegen alle Sensoren rasch auf ca. 40 % volumetrischen Wassergehalt, wobei der Sensor ESM 2.4 in 79 cm Tiefe rasch einen um ca. 10 % tieferen Wert zeigte. Im Verlauf des Versuches zeigte dieser Sensor auch im Vergleich zu den anderen langsa-

mere Reaktionen auf Wasserspiegeländerungen, was eine undurchlässigere Zone auf Sensorhöhe vermuten lässt. Der Tensiometer TSM 2 (Abbildung 3.29) reagierte seinerseits erst nach knapp 3 Tagen auf die Erhöhung des Zellenwasserspiegels auf 643 müM.

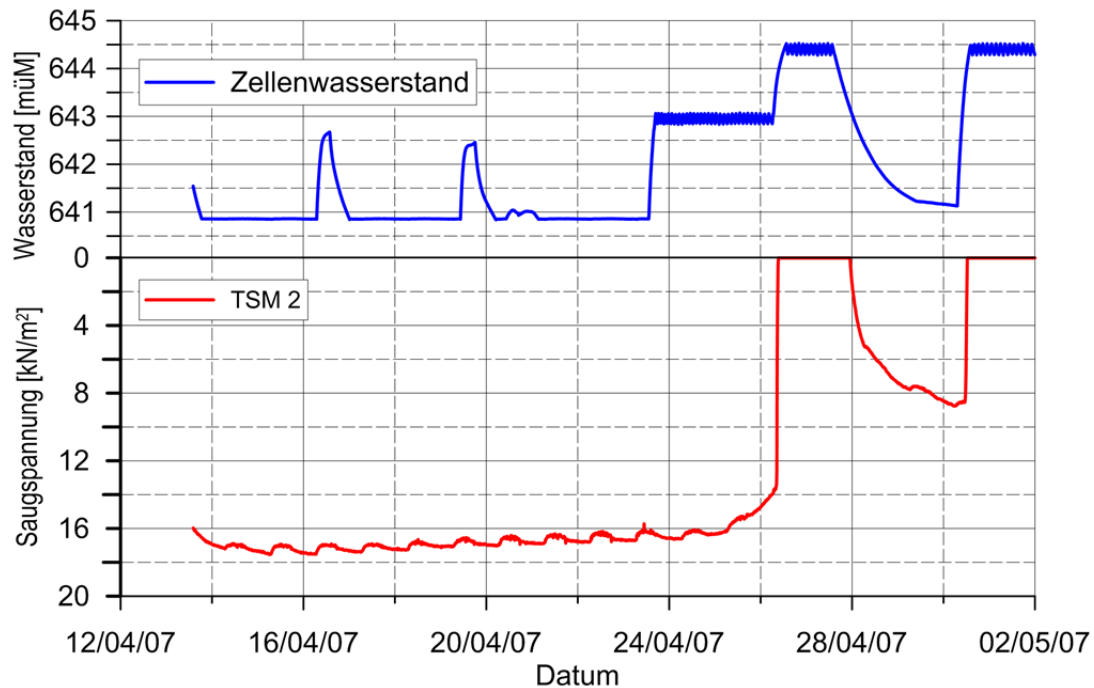


Abbildung 3.29: Tensiometer-Messungen TSM 2 (Wasserseite), Startphase.

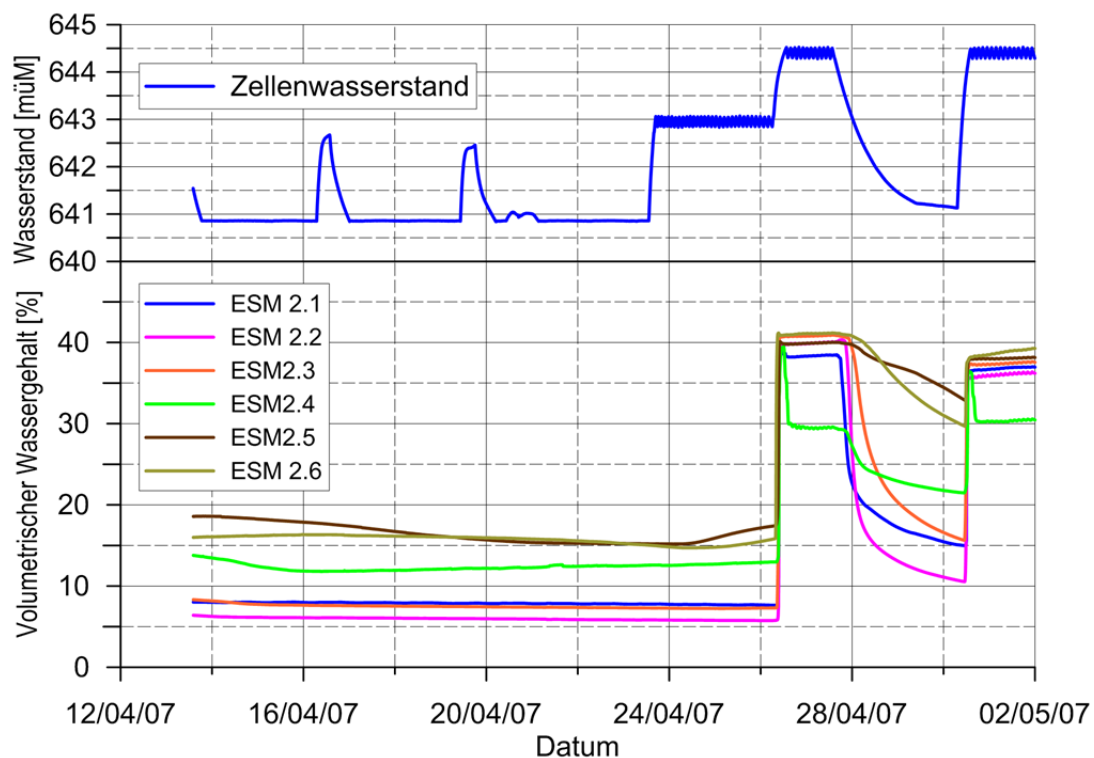


Abbildung 3.30: EnviroSmart-Messungen ESM 2 (Wasserseite), Startphase.

Stellvertretend für die Messungen auf der landseitigen Böschung sind in Abbildung 3.31 die Resultate der EnviroSmart 3 zusammen mit dem Zellenwasserspiegel und den gemessenen Niederschlägen dargestellt. Die verschiedenen Wasserspiegelerhöhungen haben keinen Einfluss auf die gemessenen Wassergehalte. Einzig das Ereignis am 28. Mai, wo 63 mm Regen fielen, verursachte eine Erhöhung des Wassergehaltes in den zwei oberen Sensoren. Der dritte Sensor ESM 3.3 in einer Tiefe von 82 cm ab OK-Terrain blieb unbeeinflusst.

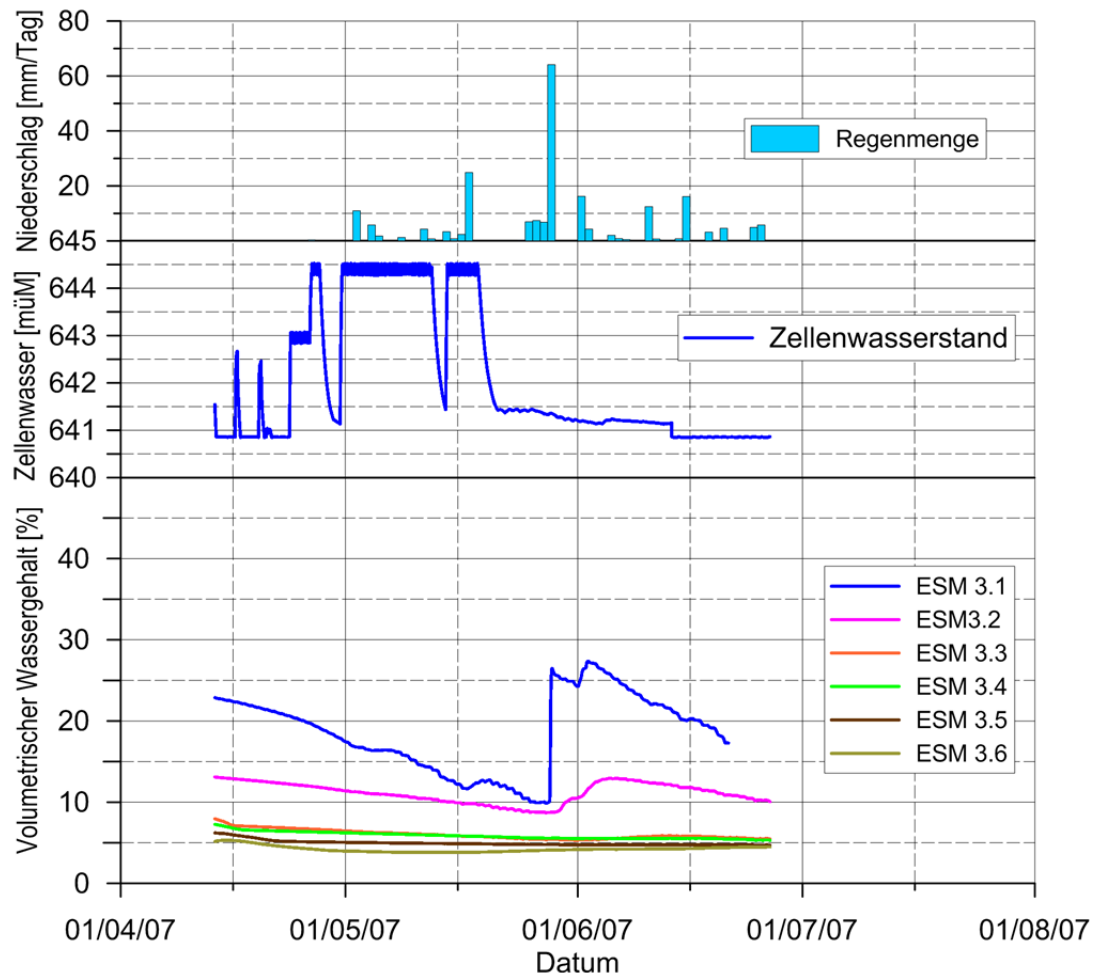


Abbildung 3.31: EnviroSmart-Messungen ESM 3 (Landseite), Phase I.

3.3.2 Kommentare zu den Resultaten der Phase I

Bezeichnend für die Phase I ist die Tatsache, dass trotz mehrtägigem Hochwasser, der landseitige Dammteil gar nicht durchströmt wurde. Dies lässt sich dadurch erklären, dass der Damm am Anfang der Phase sehr trocken war. Dies wurde durch die EnviroSmart- und TDR-Messungen entsprechend dokumentiert und durch die gemessenen Saugspannungen bestätigt. Der Durchlässigkeitsfaktor bei solch tiefen Wassergehalten und Saugspannungen ist um mehrere Zehnerpotenzen (Fredlund et al., 2012) kleiner als bei Sättigung und das Wasser fließt entsprechend langsamer. Dazu kommt noch, dass das sickende Wasser zuerst den Porenraum füllen muss, bevor es weiter fließen kann.

3.4 Phase II

Nach erfolgter Verkürzung der Zelle wurde noch eine Erholungszeit von ca. 10 Tagen eingeplant, um möglichst stationäre Randbedingungen zu haben. In der Folge wurde ein längeres Hochwasser mit anschliessender Erholung simuliert. Der Wasserspiegel wurde zuerst 14 Tage auf Kote 643.5 müM., dann 7 Tage auf Kote 644.6 müM. und anschliessend 14 Tage auf Kote 643.30 müM. gehalten. Während der letzten Phase musste die Wasserzufuhr für einen Tag unterbrochen werden. Es folgte eine Erholungszeit von 65 Tage bis zum Ende der Phase II.

3.4.1 Resultate der Feldmessungen

Die Verkürzung der Zelle bis zum Fuss der flussseitigen Böschung verursachte eine Verkleinerung der Sickerfläche von $9.3 \times 12.5 = 116.25 \text{ m}^2$. Dadurch wurde die Sickerwassermenge so reduziert, dass die Erhöhung des Wasserspiegels in der Zelle praktisch nur bei den Piezometern P4 und P5 zur einer leichten Zunahme des Wasserdruckes führte (Abbildung 3.32). Der Verlauf aller Piezometer wird massgebend durch den Rhonepegel beeinflusst.

Bei den Temperaturmessungen in Abbildung 3.33 sieht man aber, dass die Temperatur bei den Piezometern P2, P3 und P4 deutlich vom Zellenwasser beeinflusst wird, d. h. dass wärmeres Zellenwasser an den Piezometern vorbei fliesst. Dagegen bleibt die Temperatur des Piezometers P1 vom Zellenwasserstand nicht beeinflusst. Die Temperatur des Piezometers P5, im Rammpiezometer landseitig bei der nördlichen Zellenwand zeigt eine steigende Temperatur, was auf eine nicht vorhandene Durchströmung in dieser Region deutet.

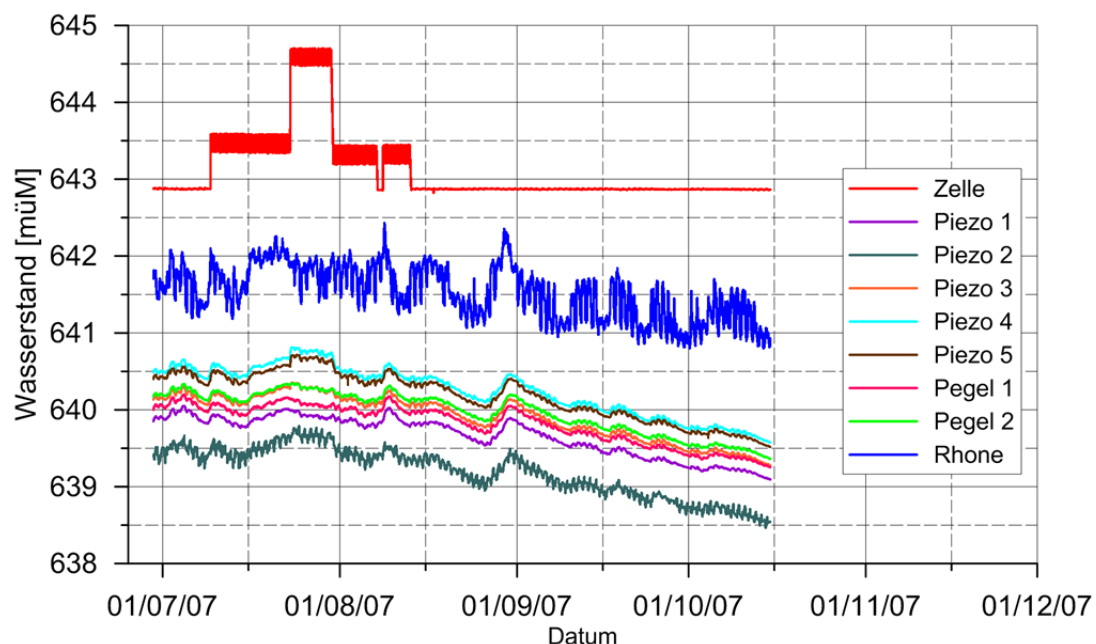


Abbildung 3.32: Piezometermessungen, Phase II.

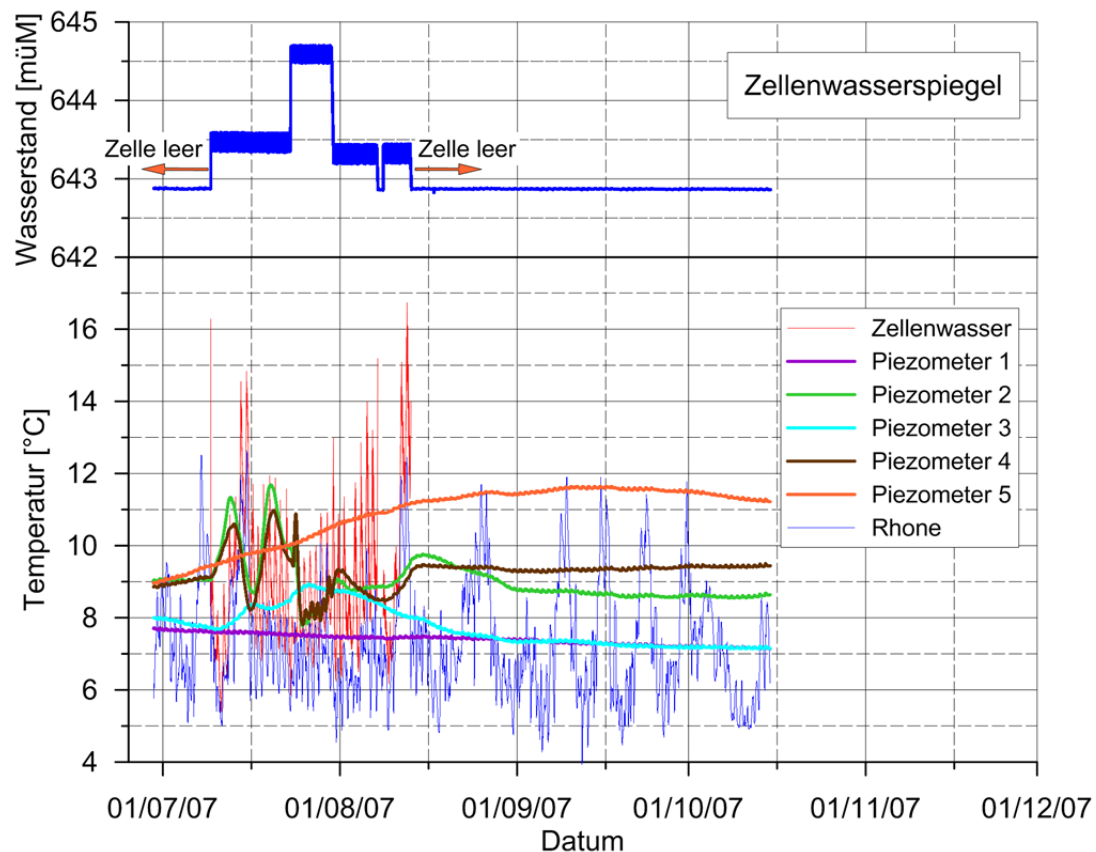


Abbildung 3.33: Temperaturmessungen, Phase II.

Die TDR-Sonden zeigen eine rasche Reaktion sobald sich die Messstelle tiefer als der Wasserspiegel befindet (Abbildung 3.34). Eine Ausnahme ist die Sonde TDR1, die auf Kote 643.38 müM. eingebaut ist und nur sehr wenig auf die Erhöhung des Wasserspiegels auf Kote 643.5 müM. reagiert. Bei der Erhöhung des Wasserspiegels auf 644.6 müM. steigt der Messwert des volumetrischen Wassergehalts (TDR 1) rasch auf 40 % und bleibt noch leicht steigend solange der Wasserspiegel auf höchstem Niveau bleibt. Die Sättigung, obwohl die Messstelle unter Wasser liegt, wird erst nach einer gewissen Zeit, d.h. nach genug langer Durchströmung, erreicht.

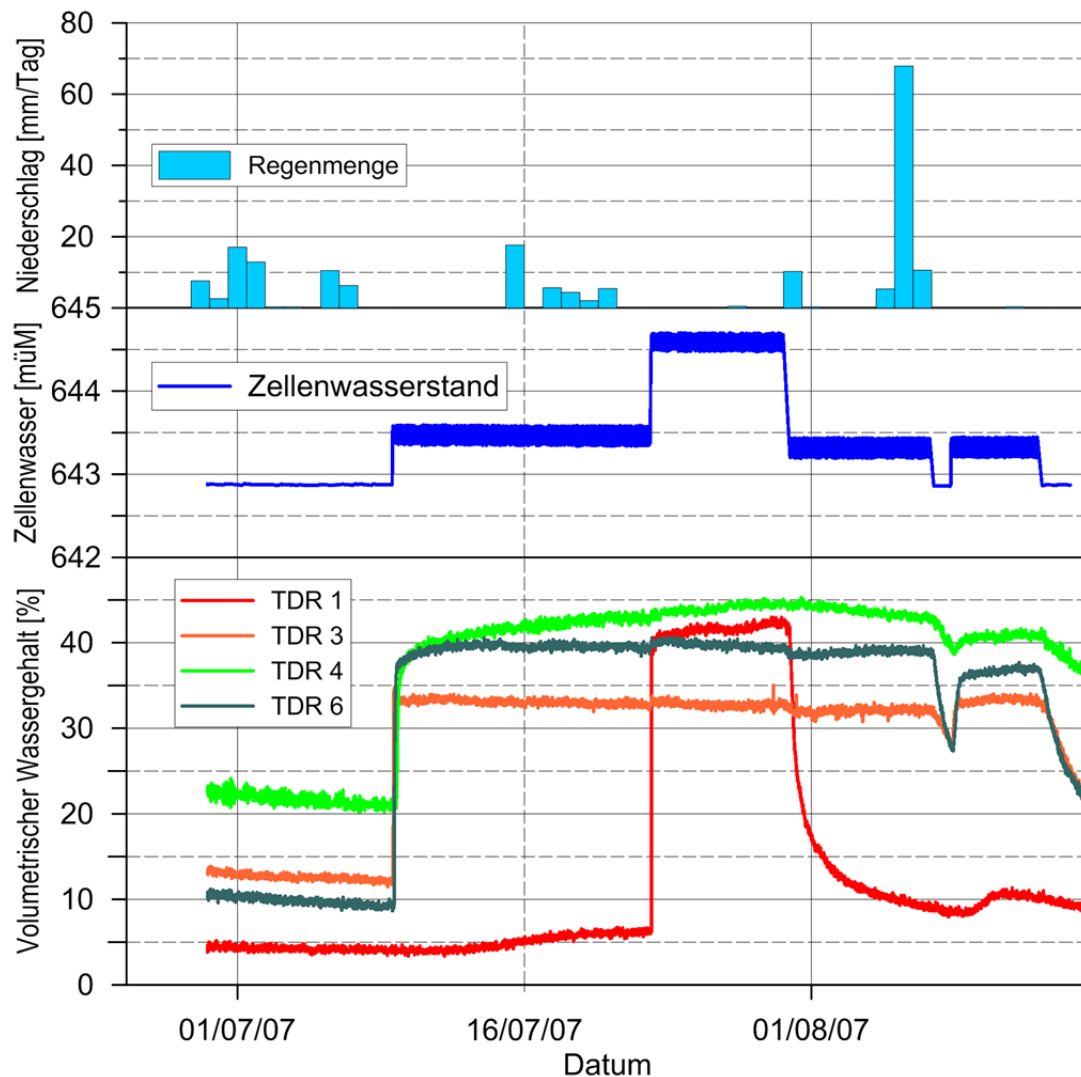


Abbildung 3.34: TDR-Messungen auf der Flusseite, Hochwassersimulation, Phase II.

Stellvertretend für die Messungen auf der landseitigen Dammböschung sind die Resultate der EnviroSmart ESM 3 in der Abbildung 3.35 mit dem Wasserspiegelverlauf und den gemessenen Niederschlägen dargestellt. Der Einfluss der Niederschläge ist nur nah an der Oberfläche bemerkbar. Der obere Sensor in 22 cm Tiefe misst eine Erhöhung des Wassergehaltes nach jedem Niederschlag. Beim zweiten Sensor in 52 cm Tief lässt erst der grosse Niederschlag vom 8. August 2007 (68 mm Regen) die Werte langsam steigen. Die unteren Sensoren werden von den Niederschlägen nicht beeinflusst. Dagegen machte sich die Erhöhung des Wasserspiegels auf 644.6 müM. von unten nach oben bemerkbar. Der unterste Sensor ESM 3.6 reagierte als erster, genau einen Tag nach Erreichen der maximalen Wasserspiegelhöhe. Die Sensoren 3.5, 3.4 und 3.3 reagieren der Reihe nach, leicht zeitversetzt. Der EnviroSmart ESM 4 zeigt ein ähnliches Bild der Wassergehaltserhöhung (siehe Anhang 4), reagierte ein bisschen früher als der ESM 3. Die TDR-Sensoren (siehe Anhang 5) reagierten in der Reihenfolge TDR 7, TDR 2 und TDR 5. Der Sensor TDR 5 befindet sich in der Nähe des ESM 3 auf der westlichen Seite der Zelle. Seine spätere Reaktion lässt sich dadurch erklären, dass dieser Teil weniger gesättigt, bzw. tiefere Wassergehalte als der östliche Teil aufweist.

Schon erkenntlich ist der relativ geringe Einfluss der Niederschläge auf die Dammsättigung. Bei steilen Böschungen dringt wenig Wasser in den Boden ein.

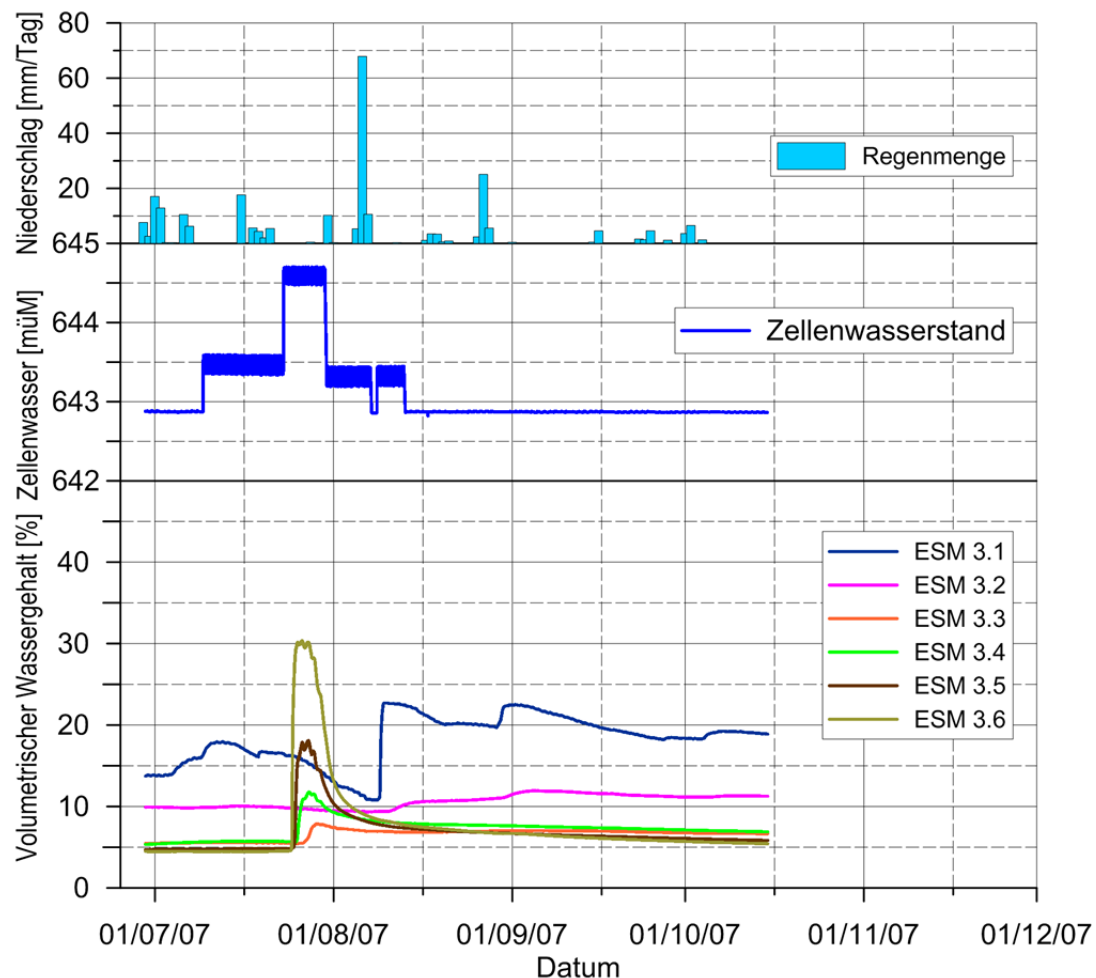


Abbildung 3.35: EnviroSmart-Messungen ESM 3 auf der Landseite, Phase II.

3.4.2 Kommentare zu den Resultaten der Phase II

Die Messresultate der Phase II zeigen eine langsame Erhöhung der Sättigung des Dammes bis auf die landseitige Böschung. Der Wassergehalt am Anfang des Versuches war bei zahlreichen Sensoren höher als am Anfang der Phase I. Trotz der langen Erholungsphase von 65 Tagen mit wenigen Niederschlägen blieb der volumetrische Wassergehalt bei den tieferen Messpunkten über den ursprünglichen Werten von ca. 5 %.

Die Phase war auch für die Messgeräte anspruchsvoll. In zwei EnviroSmart-Rohren (ESM 1 und ESM 2 auf der Flussseite), die nicht für den Einsatz unter Wasser konzipiert sind, konnte trotz Abdichtungsmassnahmen Wasser in das Rohr gelangen. Dadurch wurden einige Messsonden ausser Betrieb gesetzt und mussten anschliessend ersetzt werden. Zwei TDR-Sonden (TDR 2 und TDR 7) zeigten auch viele inkorrekte Messwerte; da die Tendenz der Messungen erkennbar blieb, wurde auf eine Korrektur in den Graphen verzichtet.

3.5 Phase III

Nach der Erholungsphase von 65 Tagen wurden am Anfang der Phase III beide Böschungen an drei folgenden Tagen künstlich beregnet. Danach wurde eine lange Hochwasserperiode simuliert. Während 2 Tagen wurde der Zellenwasserspiegel auf Kote 643.5 müM. erhöht und anschliessend während 44 Tagen auf 644.5 müM. belassen. Die Wasserzufuhr wurde am 14. Dezember 2007 unterbrochen und der Damm konnte sich über den Winter und den Frühlingsanfang vor Beginn der Phase IV erholen.

3.5.1 Resultate der Feldmessungen

Der Beregnungsversuch fand vom 26. bis zum 28. Oktober statt. Für den Versuch wurden auf jeder Dammseite ein Viereckregner des Typs Gardena installiert und die Beregnungsmenge mit Hilfe von 4 Regenmessern, die in der Nähe der EnviroSmart-Rohre aufgestellt waren, registriert. Die gemessenen Werte des volumetrischen Wassergehalts und der Beregnungsmengen sind für die 4 EnviroSmart-Rohre in den folgenden Abbildungen dargestellt.

Beide EnviroSmart auf der Wasserseite (ESM 1 und ESM 2, Abbildung 3.36 und Abbildung 3.37) reagierten nur langsam auf die Beregnung. Bei Niederschlägen wird zuerst die oberste Schicht gesättigt und somit durchlässig. Sie transportiert dann das Wasser der Böschung entlang bis zum Dammfuss, sodass Regenwasser nicht tiefer in den Damm eindringt und nur

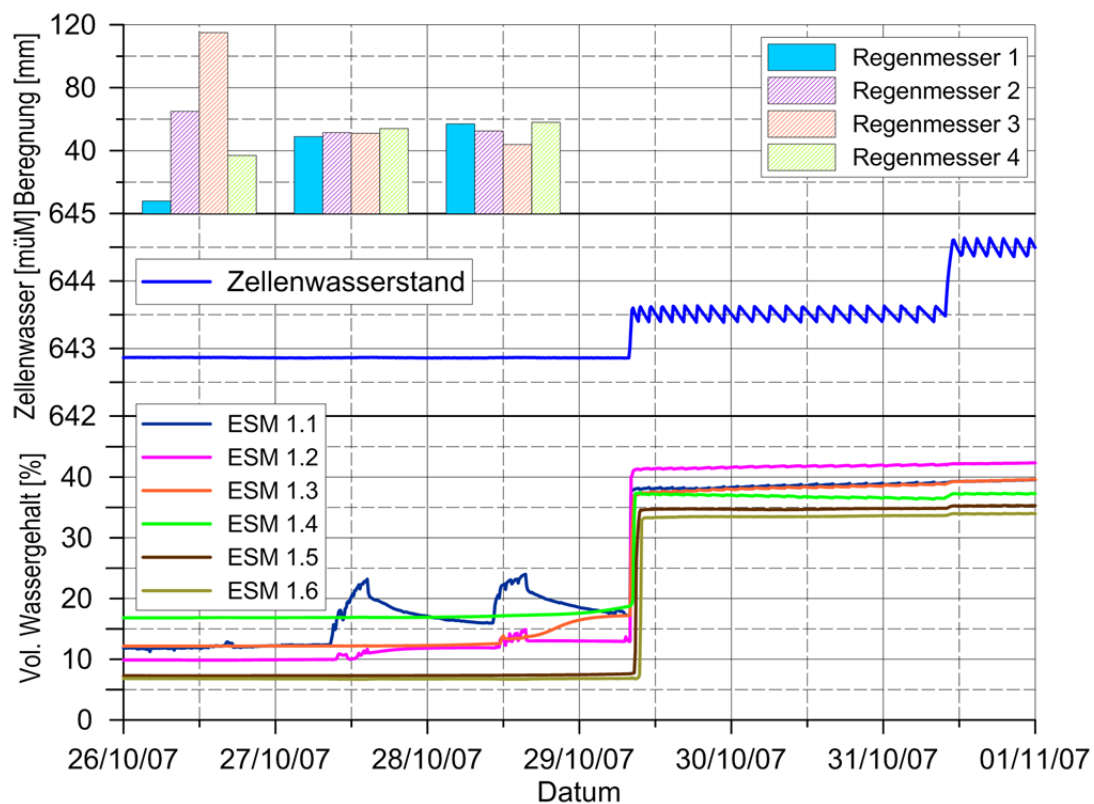


Abbildung 3.36: EnviroSmart-Messungen ESM 1, Anfang Phase III.

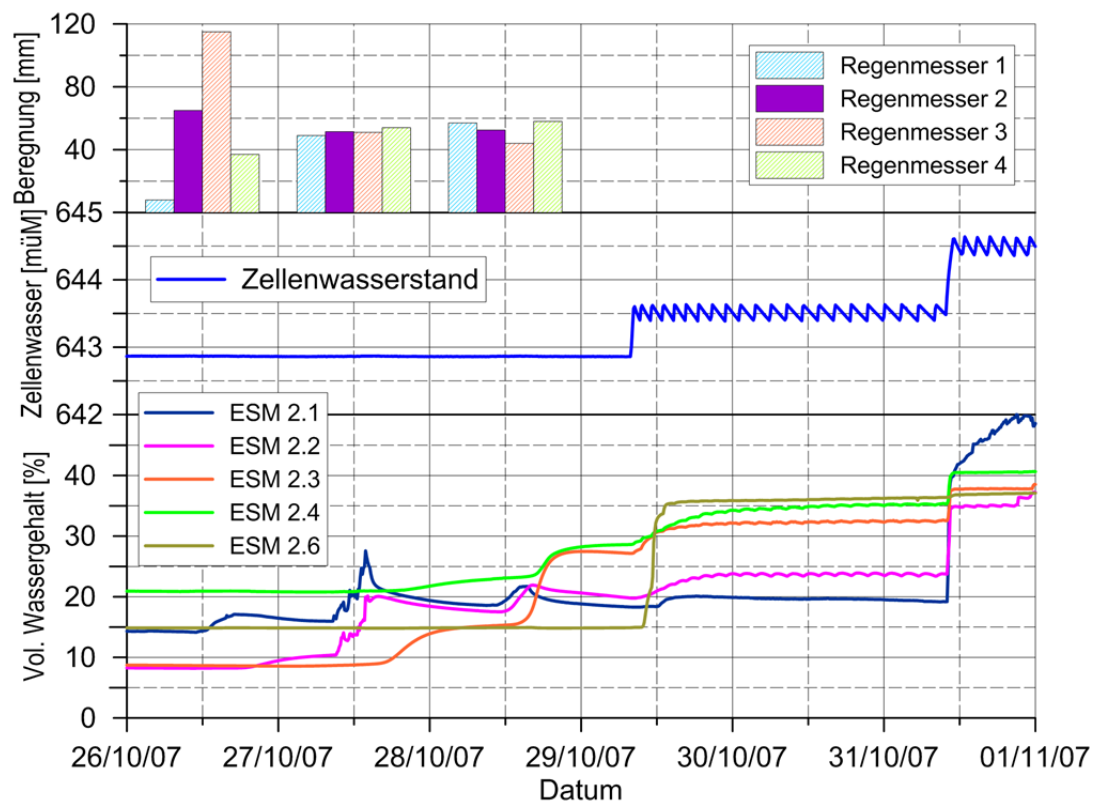


Abbildung 3.37: EnviroSmart-Messungen ESM 2, Anfang Phase III.

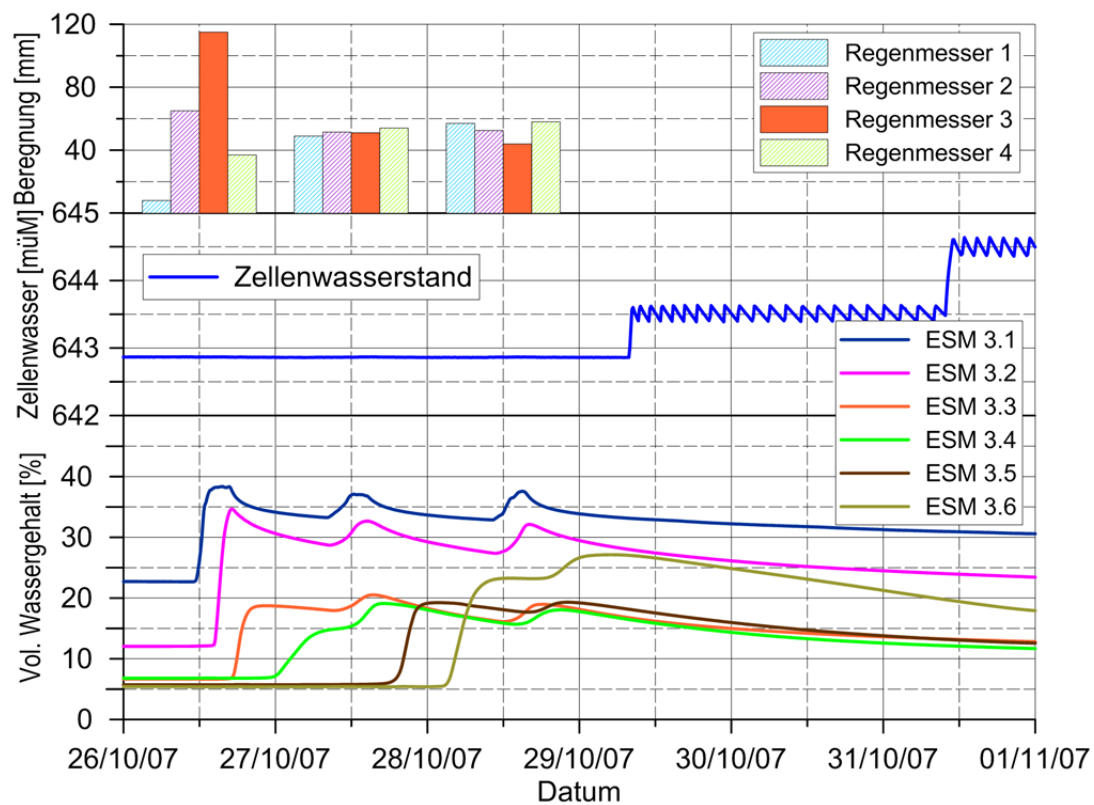


Abbildung 3.38: EnviroSmart-Messungen ESM 3, Anfang Phase III.

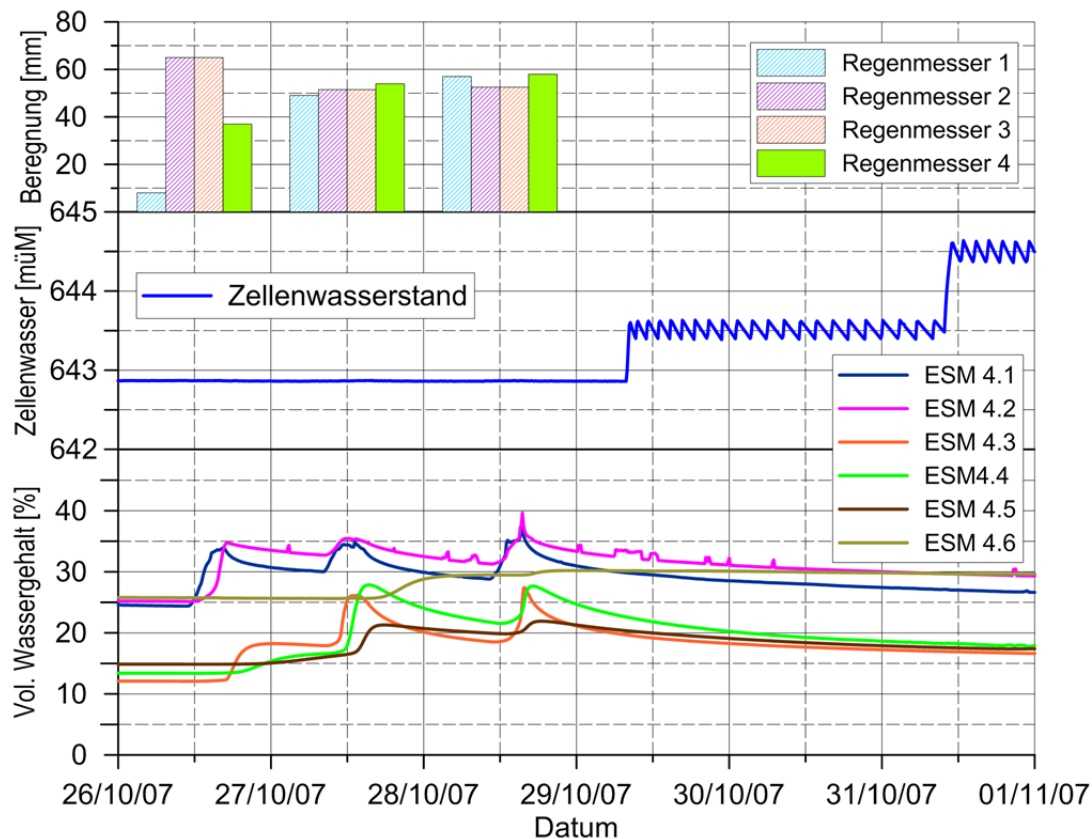


Abbildung 3.39: EnviroSmart-Messungen ESM 4, Anfang Phase III.

wenig Anteil an der Dammsättigung nimmt. Dies macht sich beim EnviroSmart 1, wo die Böschung am steilsten ist, besonders bemerkbar.

Im Gegensatz dazu zeigten beide EnviroSmart auf der landseitigen Böschung (Abbildung 3.38 und Abbildung 3.39) eine ausgeprägtere Reaktion. Dies lässt sich dadurch erklären, dass der Wassergehalt vor der Beregnung höher als auf der Flussseite war und dass die Beregnungsmenge infolge des Windeinflusses vor allem beim ESM 3 höher war.

Die Resultate der TDR-Messungen in der Anfangsphase sind in der Abbildung 3.40 dargestellt. Die TDR-Sonden auf der Flussseite (TDR 1, TDR 3, TDR 4 und TDR 6) zeigten keine Reaktion infolge der Beregnung. Mit Ausnahme der TDR 1 (76 cm) sind die Sonden zwischen 140 bis 150 cm unter OK-Terrain eingebaut. Das Beregnungswasser konnte diese Tiefe also nicht erreichen. Im Gegensatz dazu reagierten alle drei TDR-Sonden auf der landseitigen Böschung schon nach der Beregnung am ersten Tag. Die flussseitigen TDR-Sonden (mit Ausnahme der TDR1, die auf 643.38 müM. liegt) reagierten erst auf die Erhöhung des Zellenwasserspiegels auf 643.5 müM. Die TDR 1 ihrerseits registrierte eine Zunahme des Wassergehalts bei der Wasserspiegelerhöhung auf 644.5 müM.

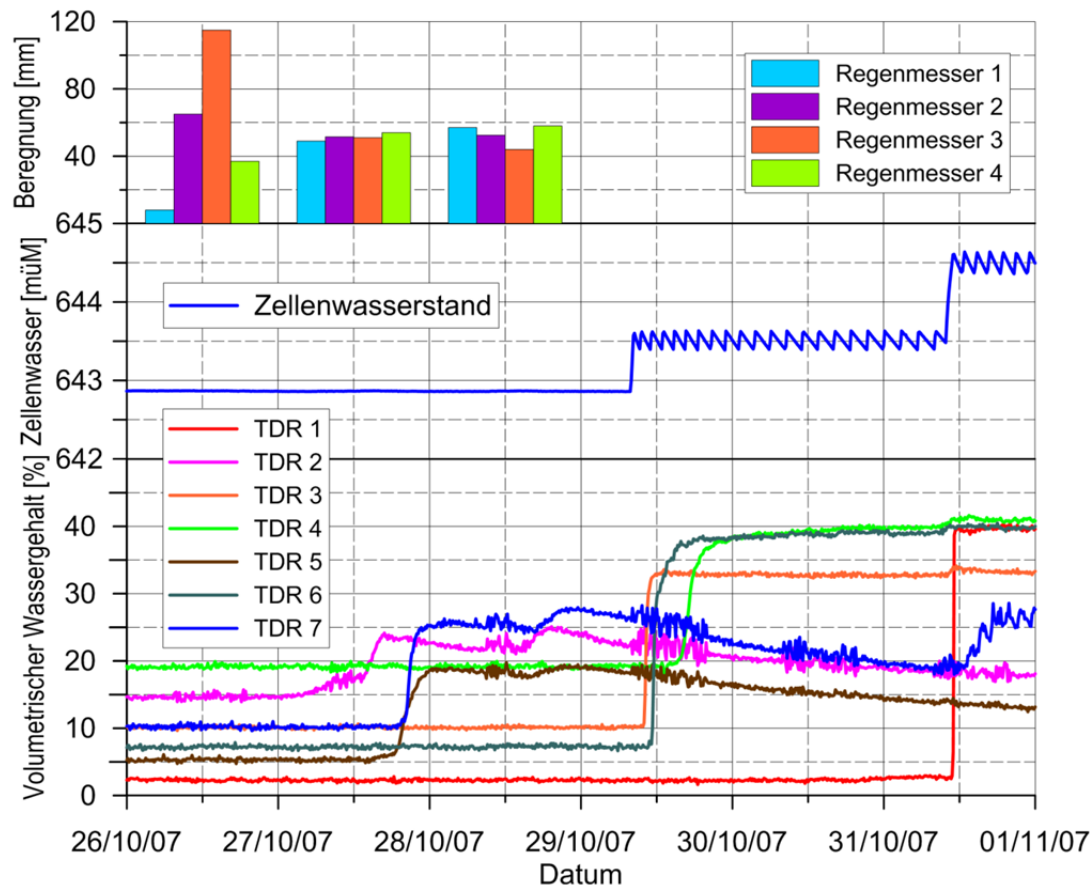


Abbildung 3.40: TDR-Messungen, Anfang Phase III.

Die Piezometermessungen während der Hochwasserphase sind in der Abbildung 3.41 dargestellt. Der Rhonepegel variierte sehr wenig im Vergleich zu den zwei ersten Phasen. Deutlich ist der Graphik zu entnehmen, dass der in einer Kiesschicht eingebaute Piezometer P2 vom Rhonepegel beeinflusst wird und dies, obwohl er innerhalb der Versuchszelle liegt. Der Einfluss der Wasserspiegelerhöhung macht sich in den Piezometer P3, P4 und P5 leicht bemerkbar, beim Piezometer P3 ist er vom Einfluss der Rhone kaum zu unterscheiden.

Aus den Temperaturmessungen (Abbildung 3.42) kann man schliessen, dass die Piezometer P2, P3 und P4 durch die Temperatur des Zellenwassers beeinflusst werden, während die Piezometer P1 und P5 keine Beeinflussung durch das Zellenwasser erkennen lassen. Zu bemerken ist noch, dass der Piezometer P5 (Kote 639.04 müM.) ab Mitte Dezember mindestens zeitweise über dem Grundwasserspiegel lag. Diese Messstelle reagiert mit der Änderung der Temperatur der Umgebungsluft. Der Temperaturfühler in der Rhone war ab dem 2. November defekt, so dass ab diesem Datum die Temperatur des Rhonewassers nicht mehr gemessen werden konnte.

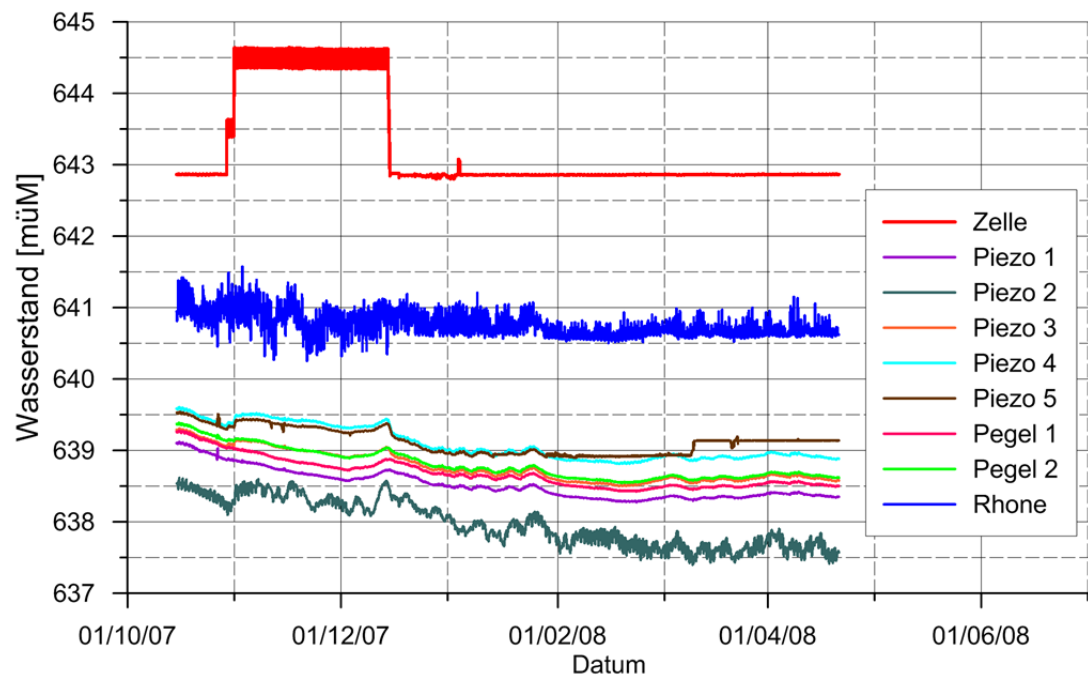


Abbildung 3.41: Piezometermessungen, Phase III.

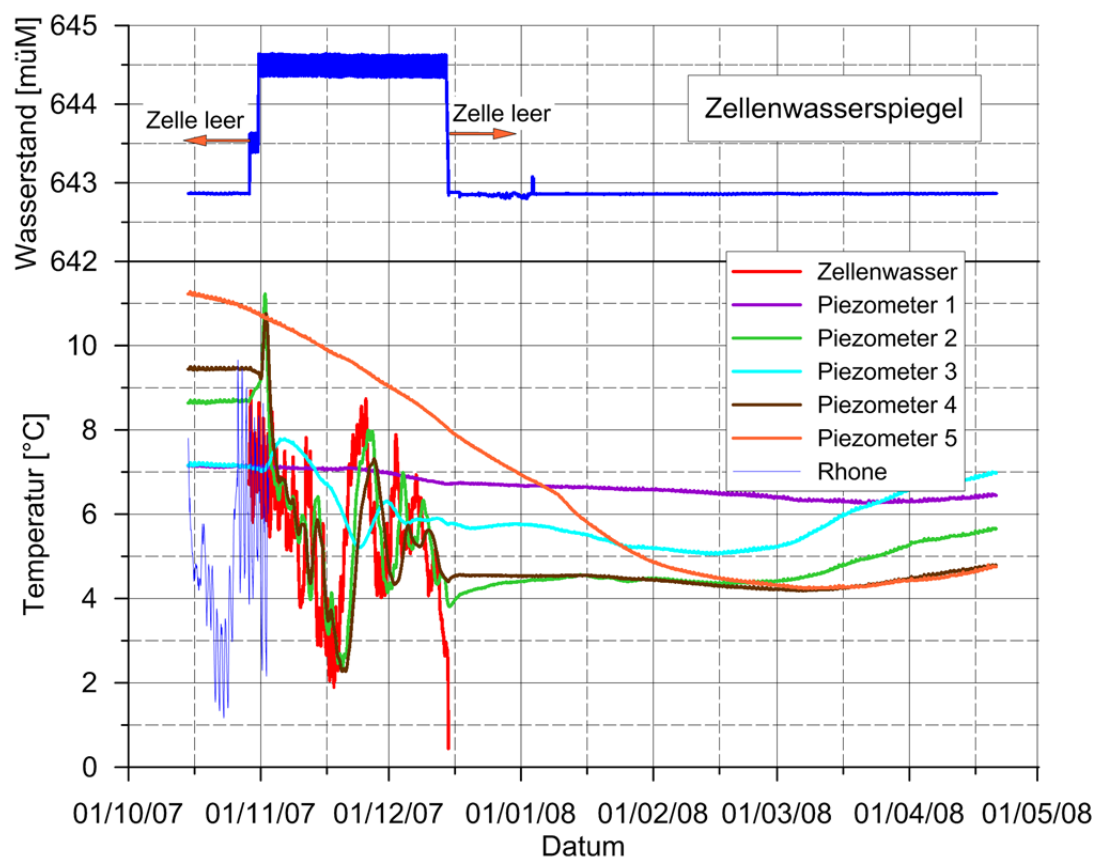


Abbildung 3.42: Temperaturmessungen, Phase III.

Die Abbildung 3.43 zeigt die EnviroSmart-Messungen des ESM 3 auf der landseitigen Böschung zusammen mit dem Zellenwasserstand und den von MeteoSchweiz gemessenen Niederschlägen. Auf diesen wurde zurückgegriffen, da die eingesetzte Meteostation die Regenmenge mit Hilfe eines akustischen Systems misst und Niederschläge in Form von Schnee nicht messen kann.

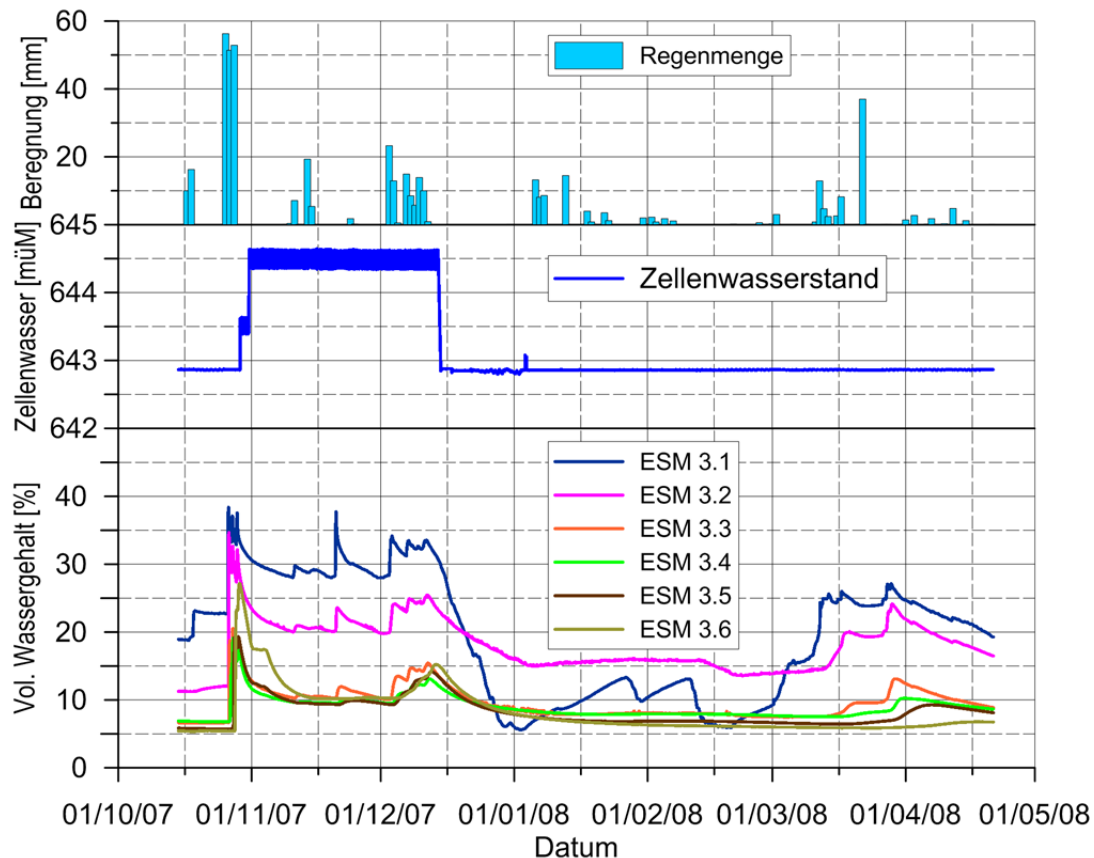


Abbildung 3.43: EnviroSmart-Messungen ESM3, Phase III.

Die deutliche Erhöhung des volumetrischen Wassergehalts am Anfang der Phase III ist durch den Beregnungsversuch verursacht worden und der Wassergehalt nahm in der Folge trotz hohem Zellenwasserstand ab. Die zwei obersten Sonden zeigten den höchsten Wassergehalt. Dieser sank vor allem bei der obersten Sonde rasch nach der Wasserabsenkung in der Zelle. Das EnviroSmart ESM 4 (siehe Anhang 4) zeigt ein ähnliches Bild, wobei in diesem Fall die unterste Sonde auch nach der Wasserstanderhöhung deutlich reagierte und nach der Absenkung weiterhin hohe Werte zeigte, die durch die Entwässerung des Dammkörpers zu erklären sind. Die unterschiedlichen Resultate der diversen Sonden lassen auf das Vorhandensein von präferenziellen Sickerwegen und eine nicht homogene Durchströmung des Dammes schliessen.

Die Reaktionen auf Niederschläge sind nicht mehr so eindeutig wie in den früheren Phasen, da ein Teil der Niederschläge in Form von Schnee fiel und erst bei der nachträglichen Schneeschmelze den Wassergehalt beeinflussen konnte.

3.5.2 Kommentare zu den Resultaten der Phase III

Mit den Berechnungsversuchen wurden die Änderungen des Wassergehalts im Boden infolge von Niederschlägen sowie die Tiefe der beeinflussten Zone gemessen. Die Resultate zeigten auch, dass sich die Erholungszeit bei starken und/oder länger andauernden Niederschlägen entsprechend erhöht. Trotz Hochwassersimulation konnte sich der Damm landseitig erholen, wobei der Wassergehalt in Oberflächennähe relativ hoch blieb. Infolge der ab Anfang Dezember vermehrten Niederschläge und in Zusammenhang mit dem hohen Wasserspiegel in der Zelle zeigten landseitig alle Sensoren eine Erhöhung des Wassergehaltes. Trotz abgesenkter Wasserspiegel in der Zelle verlief die Erholung des Dammes langsamer als in den früheren Phasen und der Wassergehalt am Ende der Phase war praktisch bei allen Messgebern höher als am Anfang der Phase III.

3.6 Phase IV

Die Phase IV besteht aus der Simulation von mehreren in kurzen Abständen auftretenden Hochwasserereignissen. Der Verlauf ist in der Abbildung 3.44 dargestellt. Nach 150 Tagen Erholung wurde am 13. Mai 2008 der Zellenwasserstand für einen Tag auf 644.5 müM. gebracht und nachher für einen Tag auf 643.7 müM. gehalten. Nach 4 Tagen bei einem Wasserstand von 643.1 müM. wurde erneut ein ähnliches Hochwasser simuliert. 5 Tage später erfolgte die nächste Hochwassersimulation, wobei der Wasserspiegel diesmal auf 644.7 müM. erhöht wurde. Während der nächsten Erholungsperiode wurde die Wasserzufuhr unterbrochen, nachdem ein Hochwasser der Rhone die Wasserfassung beschädigt hatte. Am 5. Juni konnte die Pumpe wieder in Betrieb genommen werden und der Wasserspiegel wurde für einen Tag auf 644.95 müM. erhöht und nachher die Wasserzufuhr wieder abgestellt. Vor Versuchsende wurde noch der Wasserspiegel auf den maximalen Wert von knapp über 645 müM. gebracht.

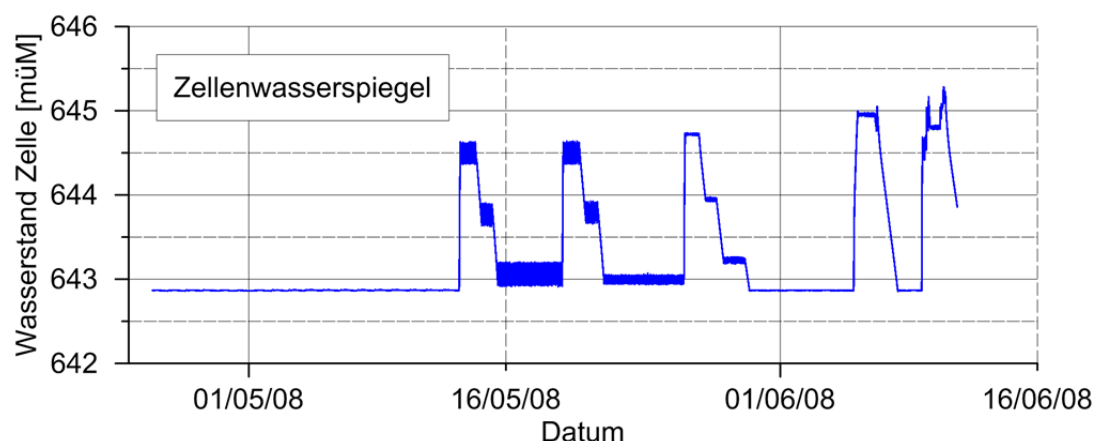


Abbildung 3.44: Versuchsverlauf, Phase IV.

3.6.1 Resultate der Feldmessungen

Die Resultate der Piezometermessungen sind in der Abbildung 3.45 mit dem Verlauf des Zellenwasserstandes dargestellt. Wie schon bei den anderen Versuchsphasen werden die Piezometer durch den Rhonepegel massgebend beeinflusst. Die Piezometer P4 und P5 reagieren wie schon früher leicht auf die Wasserspiegeländerungen in der Zelle. Da der Pegelmesser in der Rhone durch das Hochwasser vom 29. Mai 2008 mit dem ganzen Pumpensumpf verschoben wurde, liegen ab diesem Datum keine Messungen mehr vom Rhonepegel vor (Abbildung 3.45).

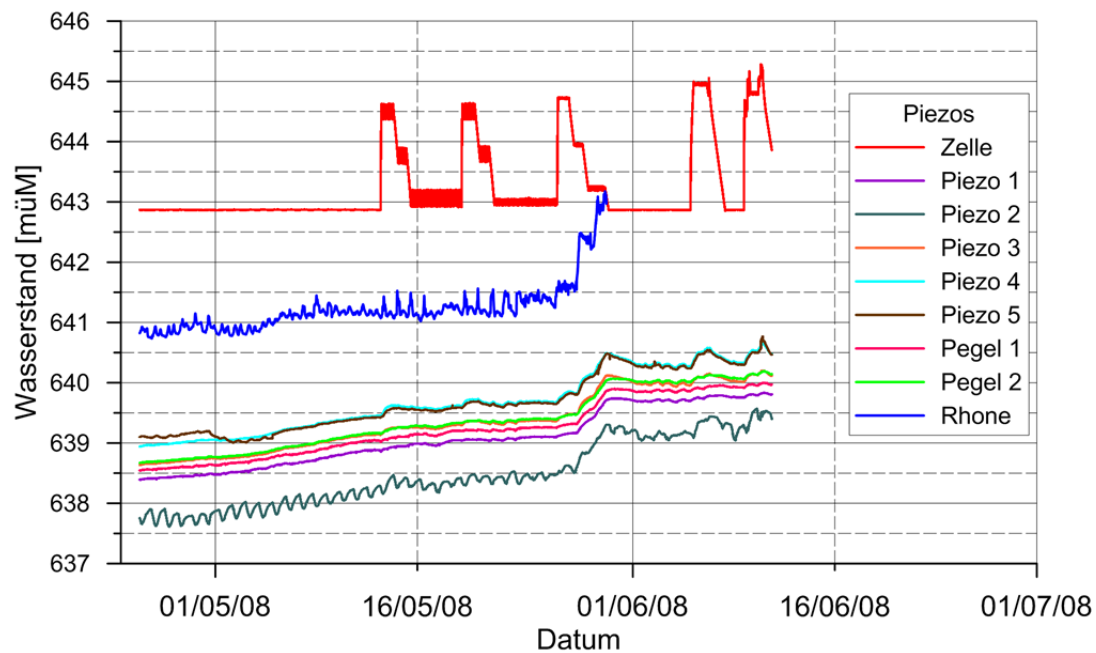


Abbildung 3.45: Piezometermessungen, Phase IV.

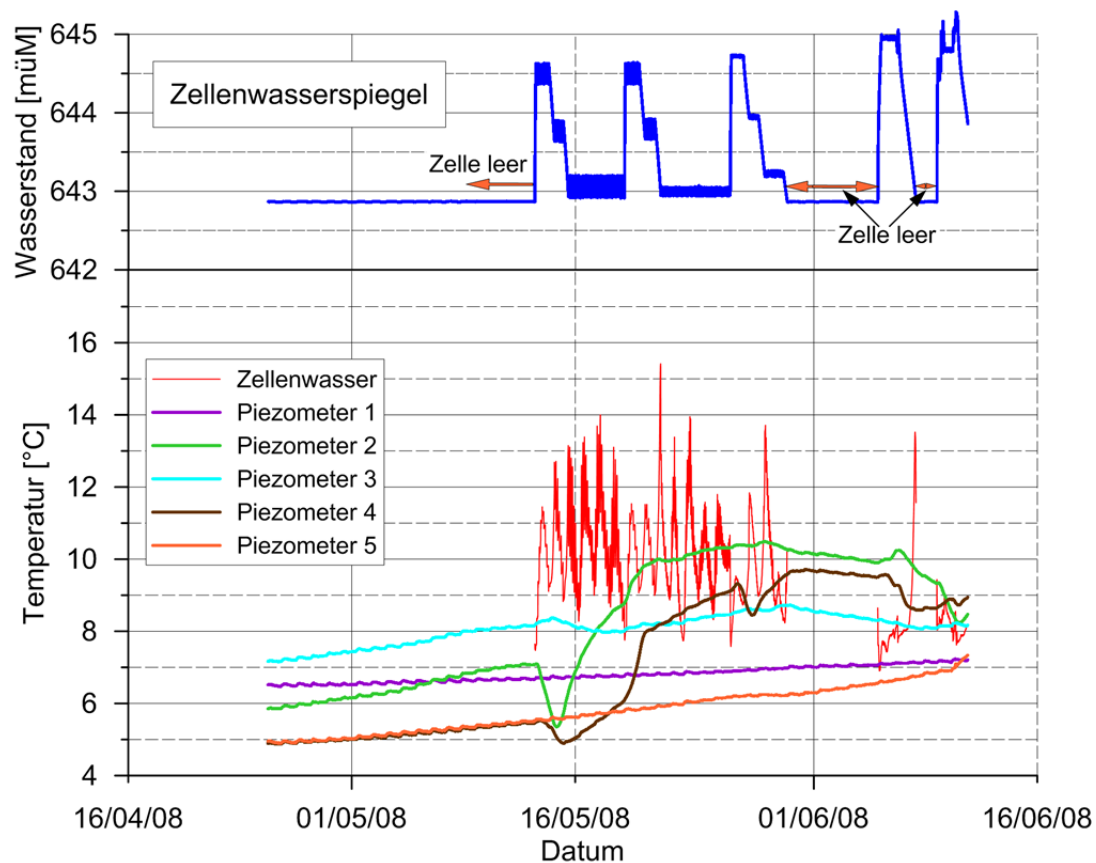


Abbildung 3.46: Temperaturmessungen, Phase IV.

Die Temperaturmessungen auf der Abbildung 3.46 bestätigen auch, dass die Piezometer P2 und P4, beide innerhalb der Versuchszelle, sowie in geringerem Mass der Piezometer P3 in einem Bereich liegen, der durch das Zellenwasser durchströmt wird. Die Piezometer P1 und P5 lassen dagegen keine Beeinflussung durch den Zellenwasserstand erkennen.

Die Wassergehaltsmessungen auf der Landseite des Damms (Abbildung 3.47 und Abbildung 3.48) zeigen jetzt eindeutige Reaktionen auf die simulierten Hochwasserstände in der Zelle. Beim Betrachten der Resultate des EnviroSmarts ESM 3 fallen beide obersten Sonden auf, deren Wassergehalt trotz der langen Erholungsperiode noch abnimmt. Dies ist einerseits die Folge der Niederschläge im Monat März, aber das langsame Zurückgehen des Wassergehaltes deutet auf Wasser, das immer noch aus dem Damm drainiert. Nach der ersten Wasserspiegelerhöhung reagieren die untersten 3 Sonden zeitlich verschoben. Die Erhöhung bleibt gering, aber die drei Sonden reagieren stärker schon während der zweiten Wasserstandserhöhung in der Zelle. Die dritte Sonde (ESM 3.3) reagiert erst, als der Wasserspiegel auf 643.7 müM. abgesenkt ist. Bei der dritten Hochwassersimulation reagieren alle Sonden mit Ausnahme der obersten. Diese misst eine deutliche Wassergehaltserhöhung ca. einen halben Tag nach der vierten Hochwassersimulation. Schlussendlich, bei der letzter Wasserspiegelerhöhung auf knapp über 645 müM., zeigen alle Messpunkte des EnviroSmarts ESM 3 Wassergehalte, die nah an der Sättigungsgrenze liegen.

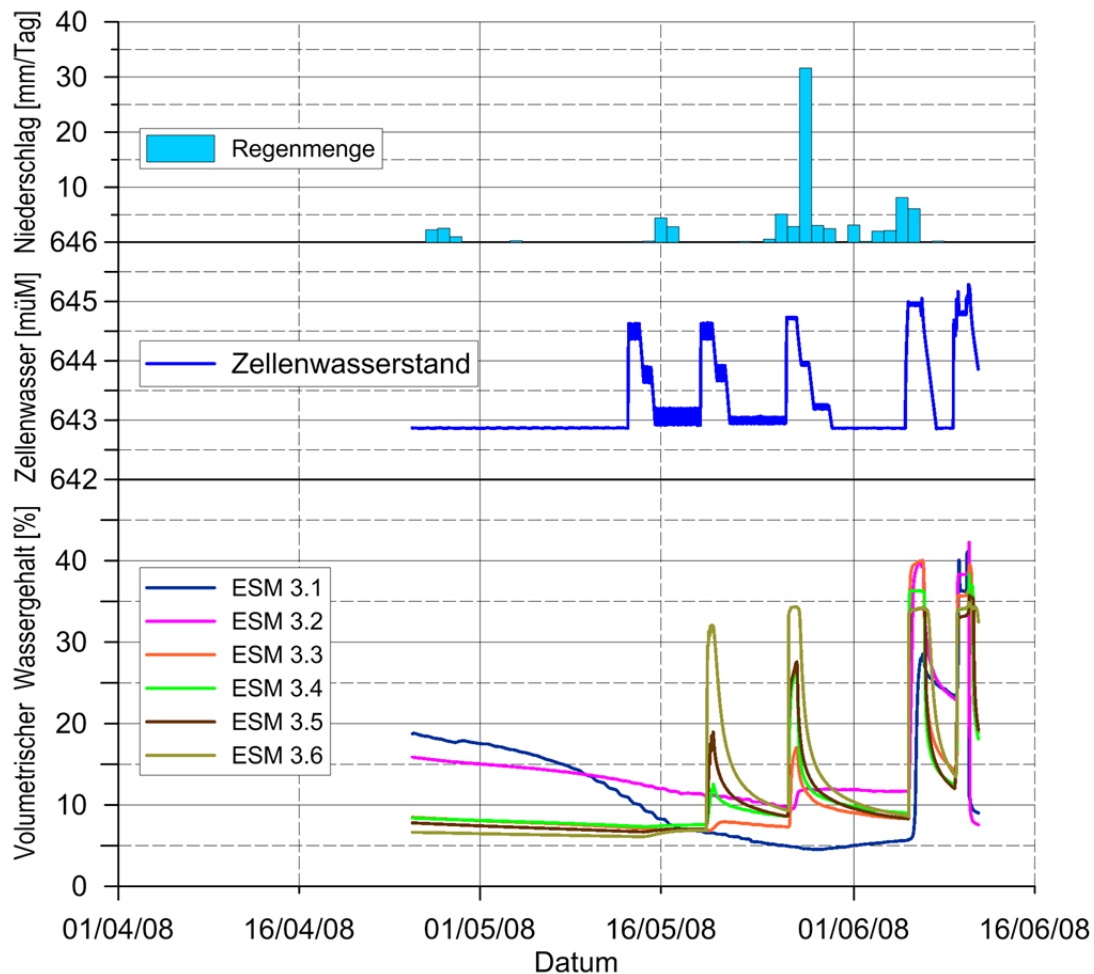


Abbildung 3.47: EnviroSmart-Messungen ESM3, Phase IV.

Das EnviroSmart ESM 4, das fast einen Meter tiefer (OKT = 642.75 müM) als das ESM 3 (OKT = 643.68 müM) eingebaut ist, zeigt vom Anfang der Phase höhere Wassergehalte an. Der unterste Sensor, der bei 641.54 müM. unter dem Damm (siehe Bohrprofile, Anhänge 1.1, 1.2, UK-Damm auf 642 müM.) liegt, reagiert schon auf die erste Wasserspiegelerhöhung. Die zweitunterste Sonde reagiert bei der zweiten Hochwassersimulation, bei der dritten reagieren, mit Ausnahme der obersten, alle Sensoren. Am Ende des Versuches beim Wasserspiegel auf 645 müM. zeigen alle Sensoren Werte an, die nah an der Sättigungsgrenze liegen.

Es sei noch erwähnt, dass auf der Flusseite alle EnviroSmart- und TDR-Sonden rasch auf einen sehr hohen Wassergehalt steigen. Sind diese Maximalwerte beim ESM 1 beinahe konstant über der Dauer der Phase IV, steigen sie beim ESM 2 im Verlauf des Versuches. Da ESM2 in einer grösseren Entfernung von der Böschung eingebaut ist, fließt durch diesen Bereich weniger Wasser und es braucht mehr Zeit, bis die vollständige Sättigung erreicht wird (siehe Anhang 4).

Für die Messungen des volumetrischen Wassergehaltes sind zwei unterschiedliche Messsysteme eingesetzt worden. Der Vergleich der Sonden ESM 1.6 und TDR 3 (Abstand: 51 cm, Höhenunterschied: 24 cm) zeigt eine gute Übereinstimmung der Messwerte (Abbildung

3.49). Im Verlauf des Versuches hat sich gezeigt, dass beide Systeme unterschiedlich schnell reagieren, wobei die EnviroSmart-Sensoren eindeutig schneller sind.

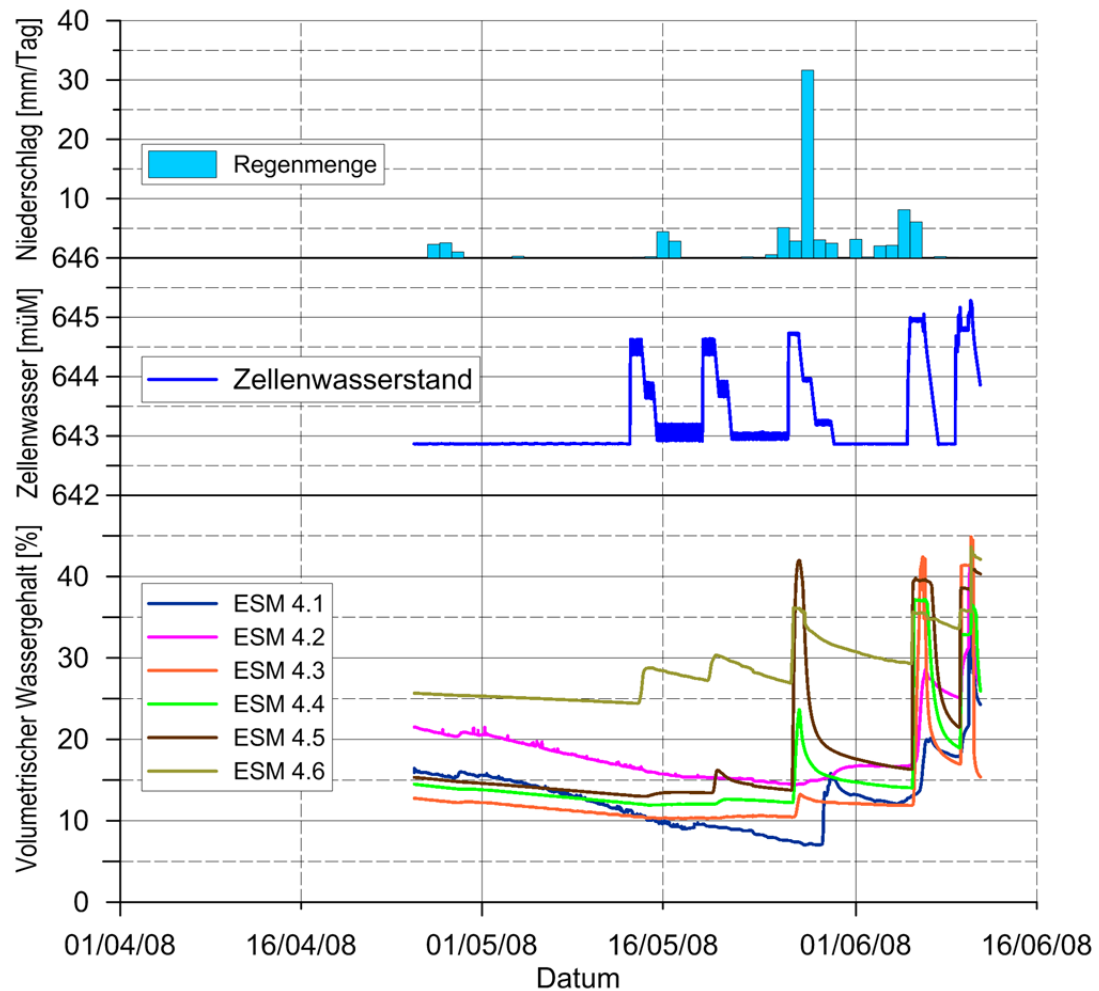


Abbildung 3.48: EnviroSmart-Messungen ESM 4, Phase IV.

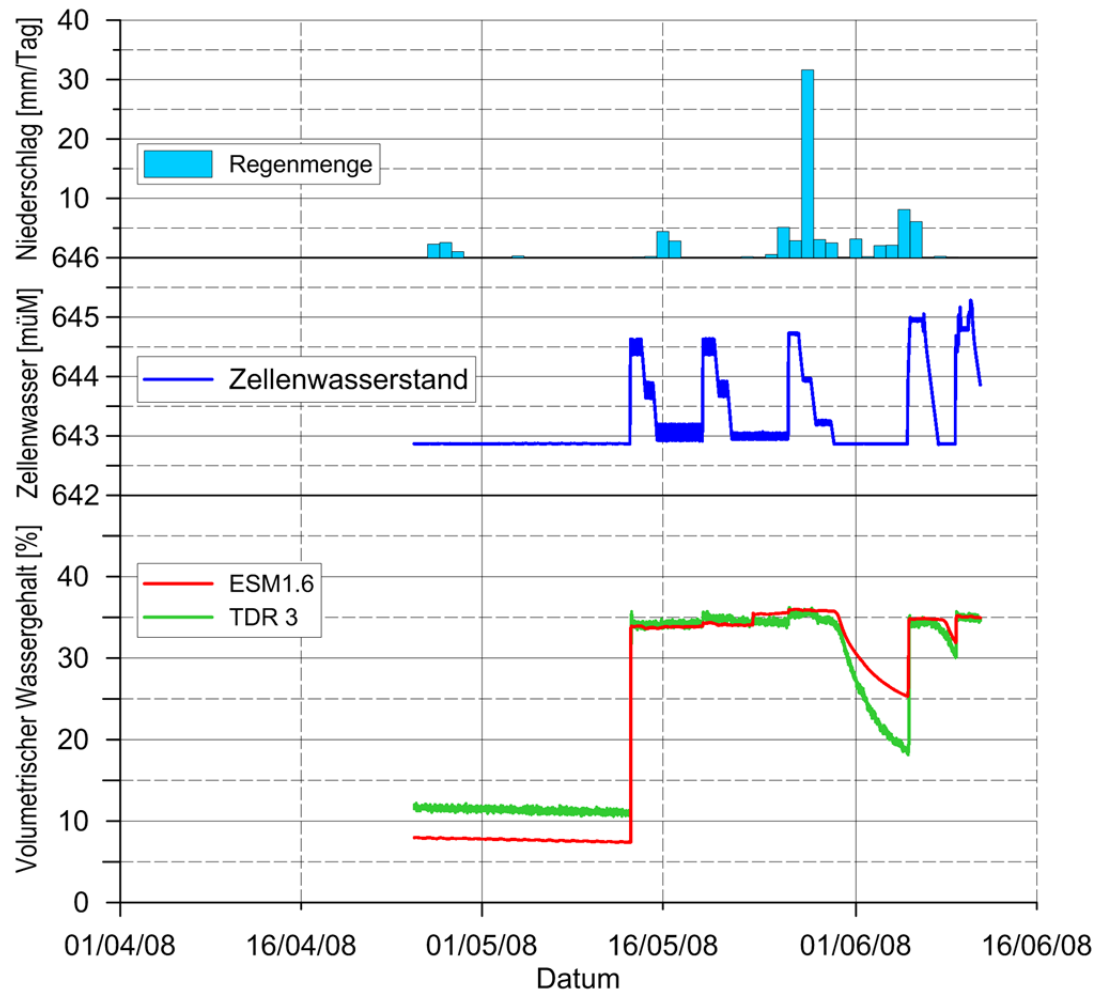


Abbildung 3.49: Vergleich EnviroSmart ESM 1.6 vs. TDR3, Phase IV.

3.6.2 Kommentare zu den Resultaten der Phase IV

Die Resultate der Phase IV zeigen das Verhalten des Dammes, wenn der Wassergehalt im Damminnenen sich langsam dem Sättigungswassergehalt nähert. Die untersten vier Sonden, sowohl beim ESM 3 als auch beim ESM 4, reagieren bei der dritten Hochwassersimulation schon bevor der maximale Wasserspiegel in der Zelle erreicht ist. Bei der letzten Wasserspiegelerhöhung des Versuches reagierten alle landseitig eingebauten Sonden, beim ESM 4 innerhalb von ca. 3 1/2 Stunden bei einem Wasserspiegel auf 644.95 müM.

3.7 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Der von März 2007 bis Juni 2008 durchgeführte Feldversuch zur Untersuchung des Dammverhaltens in der Versuchszelle bei Baltschieder lässt folgende Schlussfolgerungen zu:

- Der Sättigungszustand des Dammes hat einen massgebenden Einfluss auf das Dammverhalten bei einer Beanspruchung durch ein Hochwasserereignis. Weist der Damm einen niedrigen Sättigungsgrad auf, findet kurz- bis mittelfristig keine Durchströmung des Dammes statt. Befindet sich der Damm, sei es durch Hochwasserereignisse oder durch anhaltende Niederschläge, in einem höheren Sättigungszustand, kann der Damm in wenigen Stunden durchströmt werden, was die Stabilität der landseitigen Böschung erheblich reduzieren kann.
- Der untersuchte Dammabschnitt war am Anfang des Versuches unerwartet trocken. Zudem lag der Grundwasserspiegel während des ganzen Versuchs deutlich tiefer als die Dammsohle. Der anfangs gemessene volumetrische Wassergehalt des Dammkörpers von ca. $\theta = 5 \%$ entspricht einem gravimetrischen Wassergehalt von ca. $w = 3 \%$ bei einem angenommenen Trockenraumgewicht von $\gamma_d = 16.3 \text{ kN/m}^3$. Diese Werte liegen bei den in den WRC-Versuchen bestimmten Werten des residualen Wassergehalts. Solche tiefe Werte können nur mit Hilfe der Evapotranspiration erreicht werden.
- Der Einfluss der Niederschläge beschränkt sich im Fall eines trockenen Dammes auf die oberflächennahen Schichten. Mit steigender Sättigung des Dammkörpers werden auch die tieferen Schichten von der Wassergehaltzunahme betroffen.
- Die Erholungszeit nach einem Ereignis steigt auch mit dem Sättigungsgrad. Je feuchter der Damm, umso mehr Zeit braucht es, bis das Wasser drainieren oder durch Evapotranspiration entweichen kann.
- Das im Versuch beobachtete Dammverhalten kann nur mit Hilfe der Bodenmechanik der ungesättigten Böden erklärt werden. Die gewonnen Messdaten werden zur Bestimmung der in situ-Wasserretentionskurven, als wichtiger Eingangsparameter der ungesättigten Bodenmechanik verwendet. Die in situ-Kurven sollen mit den Labor-Wasserretentionskurven und den indirekt bestimmten Kurven in den nächsten Kapiteln verglichen werden.

Der durchgeführte Versuch an einem "realen" Flussdamm hat eine sehr grosse Datenmenge geliefert und leistet somit einen Beitrag gegen das Fehlen von in situ-Messungen.

4 Bodenkennwerte

4.1 Im Labor bestimmte Bodenkennwerte

4.1.1 Klassifikation

Den drei ausgeführten Sondierbohrungen wurden 14 Proben für Laboruntersuchungen entnommen. Zusätzlich wurde das beim Einbau vom EnviroSmart Rohr 2 gewonnene Material (Labor Nr. 47238-14) ins Untersuchungsprogramm einbezogen. Von allen Proben wurden gemäss EN-933-1 die Kornverteilungen bestimmt. Zusätzlich wurden auch Schlämmanalysen gemäss SN 670 816a durchgeführt. Die Resultate sind in der Tabelle 4.1 ersichtlich.

In den Abbildungen 4-1, 4-2 und 4-3 sind die Korngrössenverteilungen nach geologischer Herkunft, Dammmaterial, oberen limnischen Ablagerungen und unteren limnischen Ablagerungen zusammengefasst.

2 Proben (Lab. Nr. 47426 und 47427, gestrichelte Kurven) stammen aus der oberen grobkörnigeren Zone des Dammes und sind als siltiger Kies mit Sand (GM) klassiert worden. Die 4 restlichen Proben aus dem Dammkörper wurden als siltiger Sand (SM) klassiert.

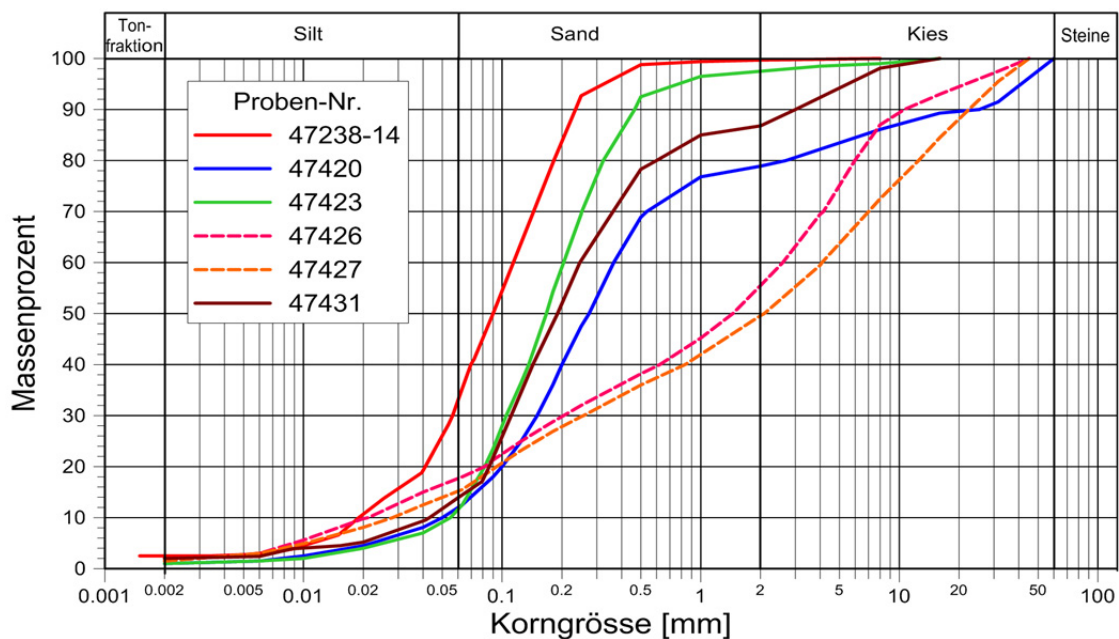


Abbildung 4.1: Korngrössenverteilungen des Dammmaterials.

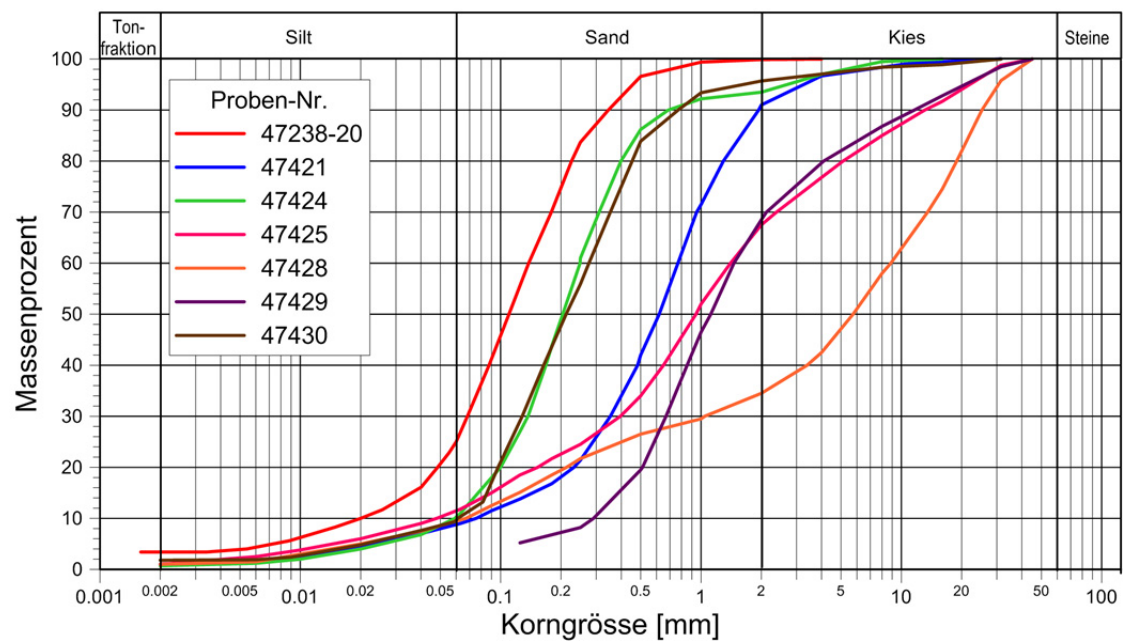


Abbildung 4.2: Korngrössenverteilungen der oberen limnischen Ablagerungen.

Mit Ausnahme der Probe 47428 aus der Bohrung SB02 (Tiefe 4.0 - 4.2m), die als gut abgestufter Kies mit Silt und Sand (GW-GM) klassiert wurde, bestehen die oberen limnischen Ablagerungen aus Sand mit Silt. Die Klassifikation geht vom gut abgestuften Sand mit Silt und Kies (SW-SM) über schlecht abgestuften Sand mit Kies und Silt (SP-SM) bis zum siltigen Sand (SM). Diese Schicht weist die grösste Streuung in den Korngrössenverteilungen auf.

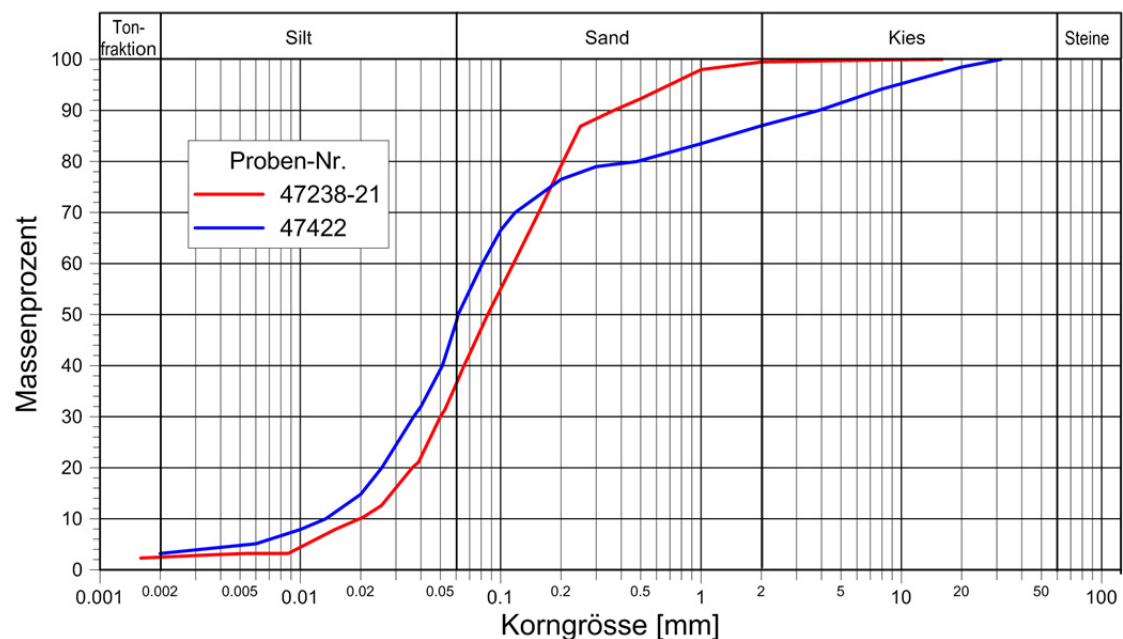


Abbildung 4.3: Korngrössenverteilungen der unteren limnischen Ablagerungen.

Von den zwei Proben aus der unteren limnischen Ablagerungen (Uli) wurde eine als sandiger Silt (ML), die andere als siltiger Sand (SM) klassiert.

Tabelle 4.1: Zusammenstellung der Klassifikationsresultate.

Probe Nr.	Herkunft		Tiefe ab OKT	USCS	d ₁₀	C _u
			[m]		[mm]	[-]
47238-14	ESM 2	Damm		SM	0.019	6.0
47238-20	SB 03	Oli	2.3 - 2.6	SM	0.02	6.9
47238-21	SB 03	Uli	7.3 – 7.7	SM	0.02	5.8
47420	SB 01	Damm	2.2 – 2.5	SM	0.05	7.3
47421	SB 01	Oli	6.0 – 6.5	SW-SM	0.075	10.2
47422	SB 01	Uli	10.0 – 10.5	ML	0.013	6.05
47423	SB 02	Damm	2.0 – 2.4	SM	0.055	3.72
47424	SB 02	Oli	4.2 – 4.6	SP-SM	0.059	4.21
47425	SB 02	Oli	6.85 – 7.1	SW-SM	0.048	29.27
47426	SB 02	Damm	1.8 - 2.0	GM	0.021	122.1
47427	SB 01	Damm	2.0 – 2.2	GM	0.028	145.1
47428	SB 02	Oli	4.0 – 4.2	GW-GM	0.067	132.4
47429	SB 02	Oli	6.2 – 6.85	SP-SM	0.29	5.02
47430	SB 01	Oli	3.5 – 4.0	SP-SM	0.06	4.52
47431	SB 02	Damm	3.1 – 3.6	SM	0.043	5.71

4.1.2 Oedometerversuche

Zur Bestimmung der Durchlässigkeit des siltigen Sandes im gesättigten Zustand wurden je ein Oedometerversuch an der Probe 47430 (SP-SM) und an der Probe 47431 (SM) durchgeführt. Der Durchlässigkeitsbeiwert k wurde am Ende des Oedometerversuchs bei einer effektiven Belastung von $\sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$ (Versuch mit fallender Druckhöhe) bestimmt. Die ermittelten Durchlässigkeitsfaktoren liegen nah beieinander. Der Unterschied um den Faktor von ca. 2.5 erklärt sich dadurch, dass die Probe 47431 einen höheren Siltanteil sowie eine höhere Einbaudichte aufweist. Die Resultate sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst. Angegeben sind: die Porenzahl e_0 und die Porosität n_0 am Versuchsanfang, der Kompressionsbeiwert für Erstbelastung C_c und der Kompressionsbeiwert für Ent- und Wiederbelastung C_s für zwei Spannungsbereiche. Die Einbautrockendichte γ_d ist der Abbildung 4.4 zu entnehmen.

Tabelle 4.2: Zusammenstellung der Oedometerresultate des siltigen Sandes.

Probe-nummer	USCS	k-Wert	e ₀	n ₀	C _c	C _s	
						1 [-] 12-200 kN/m ²	2 [-] 800-200 kN/m ²
		[m/s · 10 ⁻⁶]	[-]	[-]	[-]		
47430	SP-SM	1.89	0.75	0.428	0.087	0.016	0.023
47431	SM	0.71	0.69	0.408	0.088	0.012	0.019

Die Resultate der Oedometerversuche sind in der Abbildung 4.4 als spezifische Zusammendrückung $\varepsilon_v = \Delta h/h_0$ in Funktion der effektiven vertikalen Spannung σ' grafisch dargestellt.

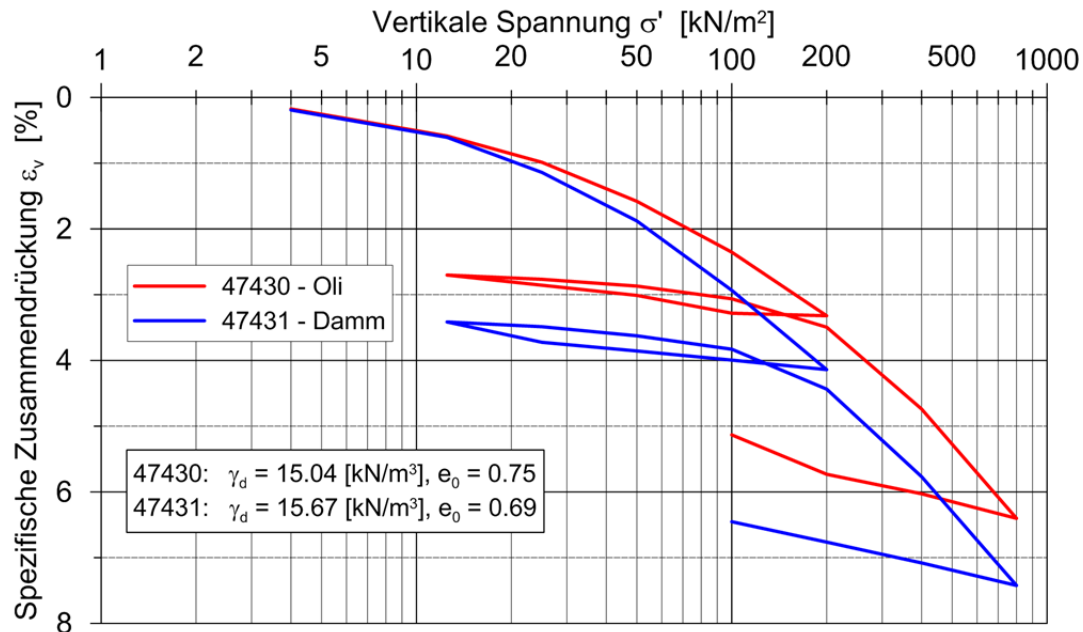


Abbildung 4.4: Resultate der Oedometerversuche des siltigen Sandes.

4.1.3 Wasserretentionskurve

Die Wasserretentionskurve charakterisiert das Bodenverhalten im ungesättigten Zustand. Sie definiert die Beziehung zwischen dem Wassergehalt im Boden (gravimetrisch oder volumetrisch) oder dem Sättigungsgrad und der Saugspannung (siehe Abbildung 4.5 und Kap. 2.4.3.5).

Die experimentelle Bestimmung der Wasserretentionskurve im Labor geschieht nach dem Prinzip der Achsenverschiebung. Eine direkte Messung von hohen Unterdrücken, z. B. mit Piezometer oder Tensiometern, ist nur bis zu einer Saughöhe von weniger als 10 m möglich. Bei allen Versuchstypen wird eine gesättigte Probe auf einen "high air entry value"-Filter eingebaut, der nur Wasser, aber keine Luft durchlässt. Der Umgebungsdruck auf die Probe wird erhöht und dabei das Austreten des Wassers infolge der Umgebungsdruckserhöhung gemessen. Der bei einem gegebenen Umgebungsdruck bestimmte Wassergehalt entspricht dem Wassergehalt im Boden bei einer Saugspannung mit der Größe des erhöhten Umgebungsdrucks.

Die Wasserretentionskurve wird durch den volumetrischen Wassergehalt im gesättigten Zustand θ_s , den Lufteintrittswert (*air entry value*) ψ_{AEV} sowie durch den residualen Wassergehalt θ_{res} und die entsprechende residuale Saugspannung ψ_{res} charakterisiert.

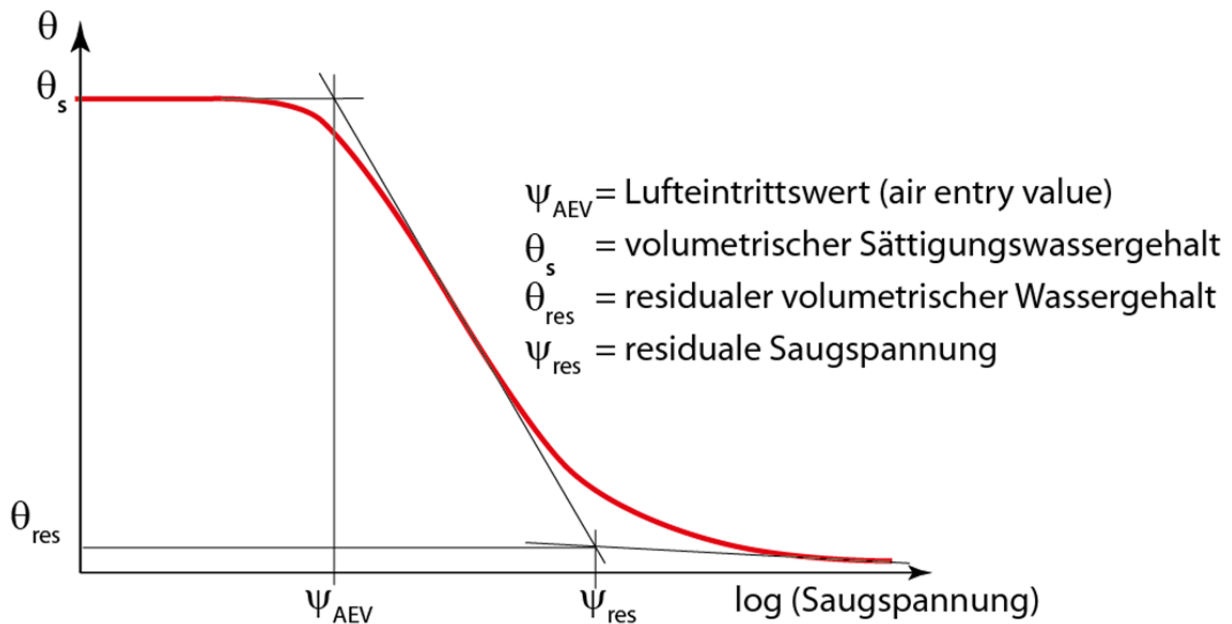


Abbildung 4.5: Kenngrößen der Wasserretentionskurve.

Die Wasserretentionskurven wurden in 3 verschiedenen Geräten, in Fredlund-Zellen, in Tempe-Zellen und im *Pressure Plate Extractor* bestimmt. In den Fredlund-Zellen lassen sich sowohl die Desorptions- als auch die Adsorptionskurve bestimmen. In den Tempe-Zellen und im *Pressure Plate Extractor* können nur die Desorptionskurven bestimmt werden (Fredlund et al., 2012). In den Tempe-Zellen ist es zusätzlich möglich, durch die Messung des Wasseraustrittes in Funktion der Zeit, den Durchlässigkeitsfaktor in Funktion der Saugspannung mit der *multi-step-outflow* Methode zu bestimmen. Die Versuche und die am IGT vorhandene Versuchsanordnung sind in Thielen (2008) ausführlich beschrieben.

Es wurden zwei Versuche in den Fredlund-Zellen (FZ, Labornummer: 47430 und 47238-14), zwei in den Tempe-Zellen (TZ, Labornummer: 47430 und 47431) und drei im *Pressure Plate Extractor* (PPE, Labornummer: 47430, 47431 und 47238-14) durchgeführt. Die Resultate der Versuche zur Bestimmung der Wasserretentionskurven sind in den Abbildungen 4-6 bis 4-9 grafisch dargestellt und in der Tabelle 4.3 zusammengefasst.

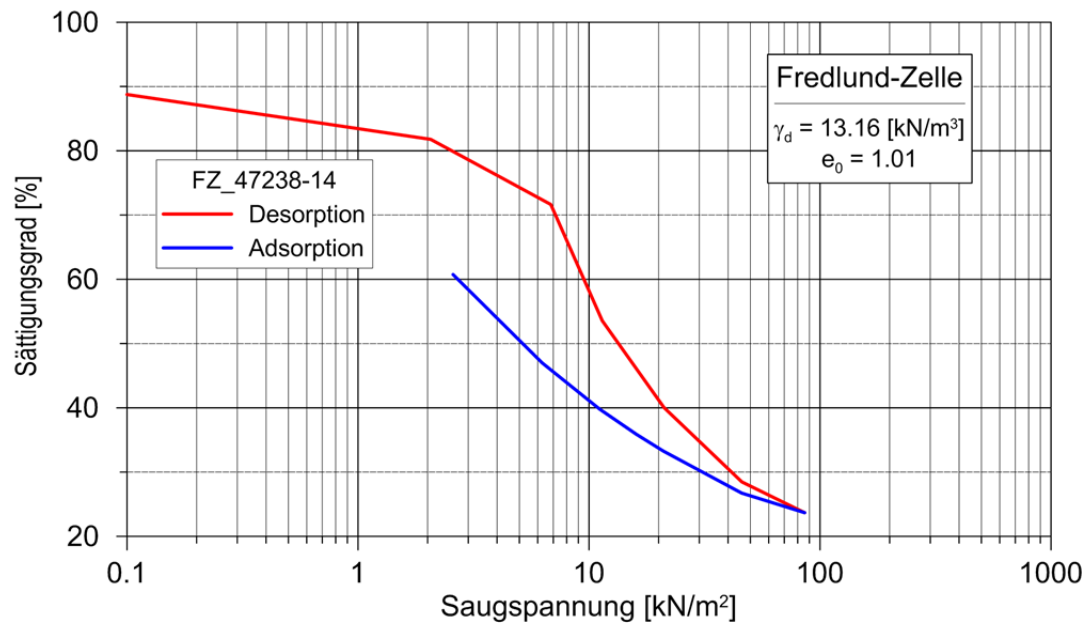


Abbildung 4.6: Wasserretentionskurven der Probe 47238-14, Fredlund-Zelle.

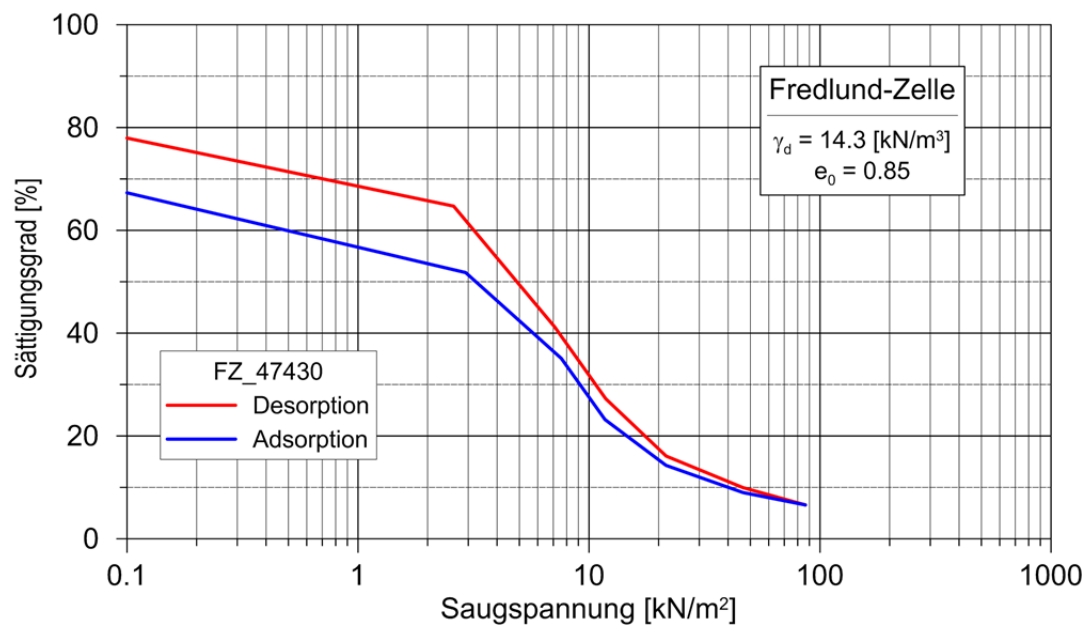


Abbildung 4.7: Wasserretentionskurven der Probe 47430, Fredlund-Zelle.

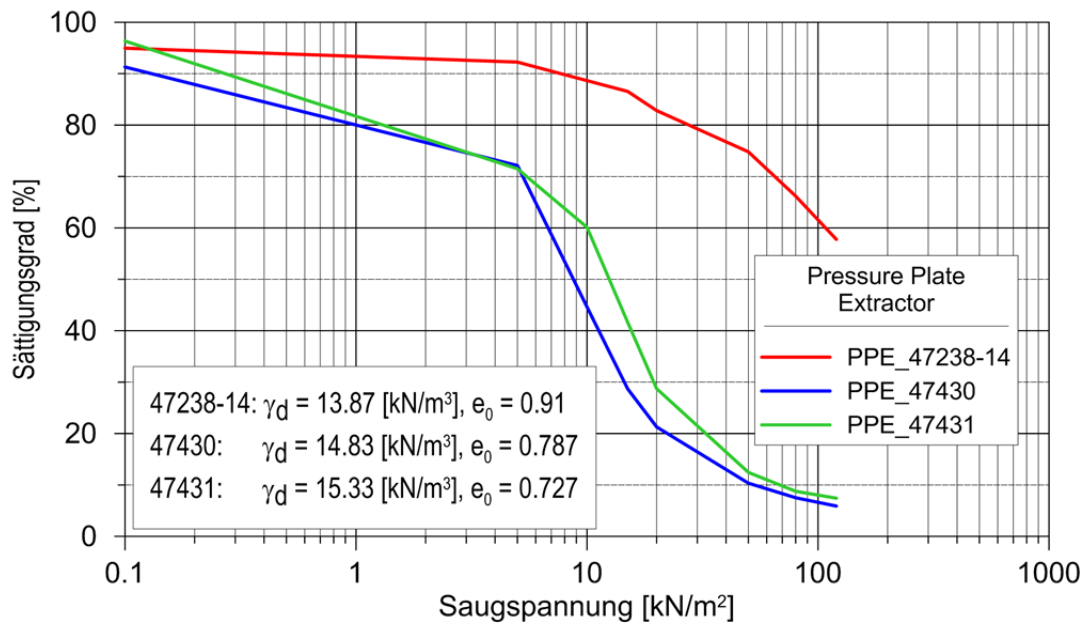


Abbildung 4.8: Wasserretentionskurven (Desorption), Pressure Plate Extractor.

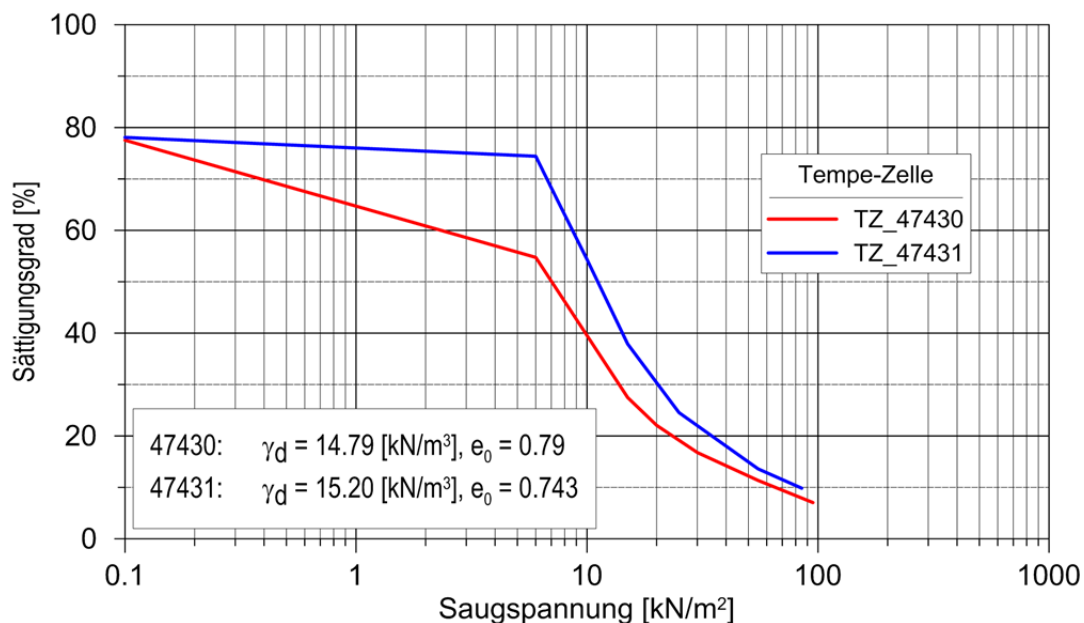


Abbildung 4.9: Wasserretentionskurven (Desorption), Tempe-Zelle.

Die tiefen Sättigungsgrade am Anfang der Versuche in den Fredlund- und Tempe-Zellen lassen sich damit erklären, dass die Proben schon während dem Einbau unter atmosphärischem Druck Wasser abgeben. Durch die begrenzten Möglichkeiten, kleinere Luftdrücke einzustellen, gibt es auch wenige Messpunkte bei geringer Saugspannung. Die obere Grenze der Kurven ist durch die Wahl des "high air entry value"-Filters gegeben. Je höher der erlaubte maximale Luftdruck ist, umso kleiner ist die Filterdurchlässigkeit. Die Wahl des Filters ist ein Kompromiss zwischen Versuchsdauer und maximal messbarer Saugspannung. Um trotzdem eine vollständige Wasserretentionskurve zu erhalten, werden die Laborresultate mit Hilfe eines Fitting-Verfahrens angenähert (siehe Kap. 4.1.5).

4.1.4 Durchlässigkeitsbeiwert

In den Tempe-Zellen sind noch zwei Versuche zur Bestimmung der Funktion der ungesättigten Durchlässigkeit nach der *multi-step-outflow* Methode (Gardner, 1956) durchgeführt worden. In den Abbildungen 4-10 und 4-11 sind die an den Proben 47430 und 47431 bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerte in Funktion der Saugspannung dargestellt.

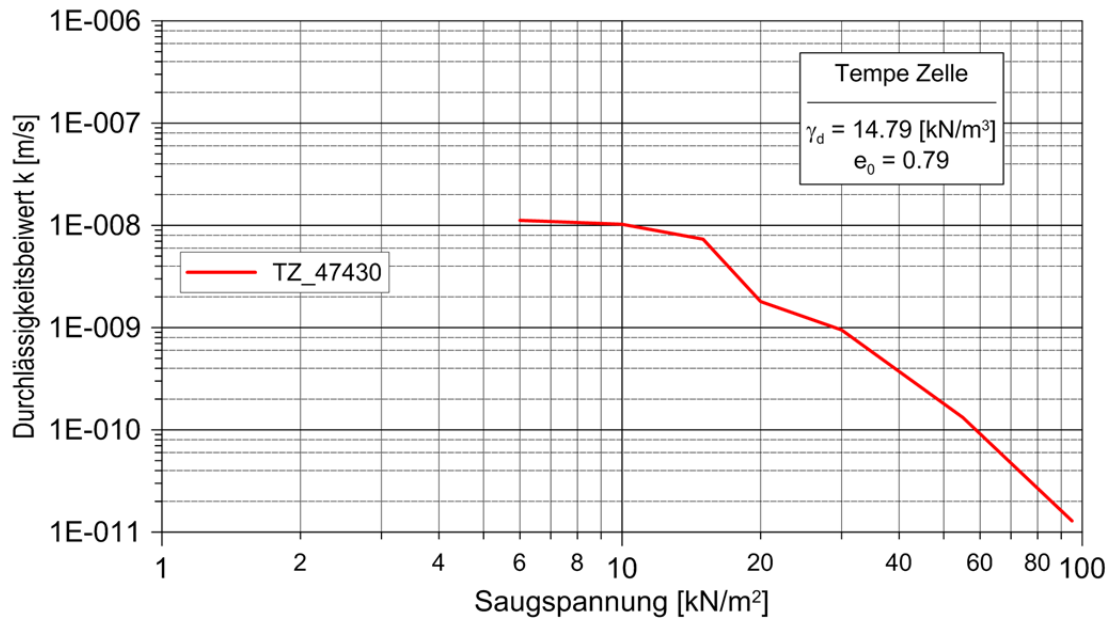


Abbildung 4.10: Durchlässigkeitsbeiwert der Probe 47430, Tempe-Zelle.

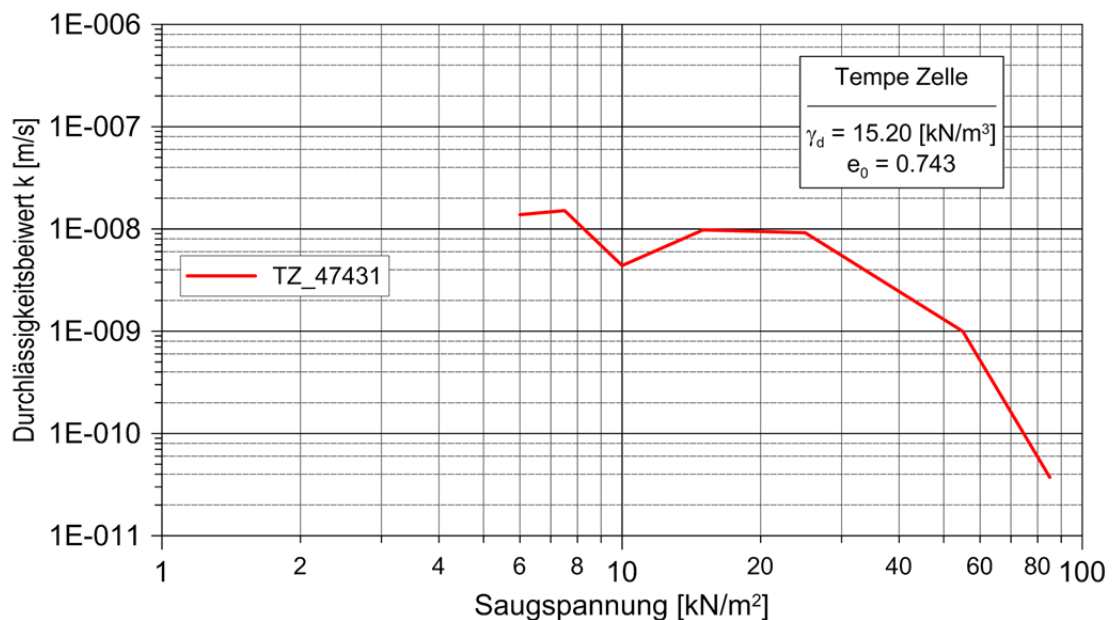


Abbildung 4.11: Durchlässigkeitsbeiwert der Probe 47431, Tempe-Zelle.

4.1.5 Zusammenfassung der Laborresultate

Alle Wasserretentionskurven ($\theta - \psi$) sind in der Abbildung 4.12 in Abhängigkeit des Versuchstyps (Signatur) und Labornummer (Farbe) dargestellt.

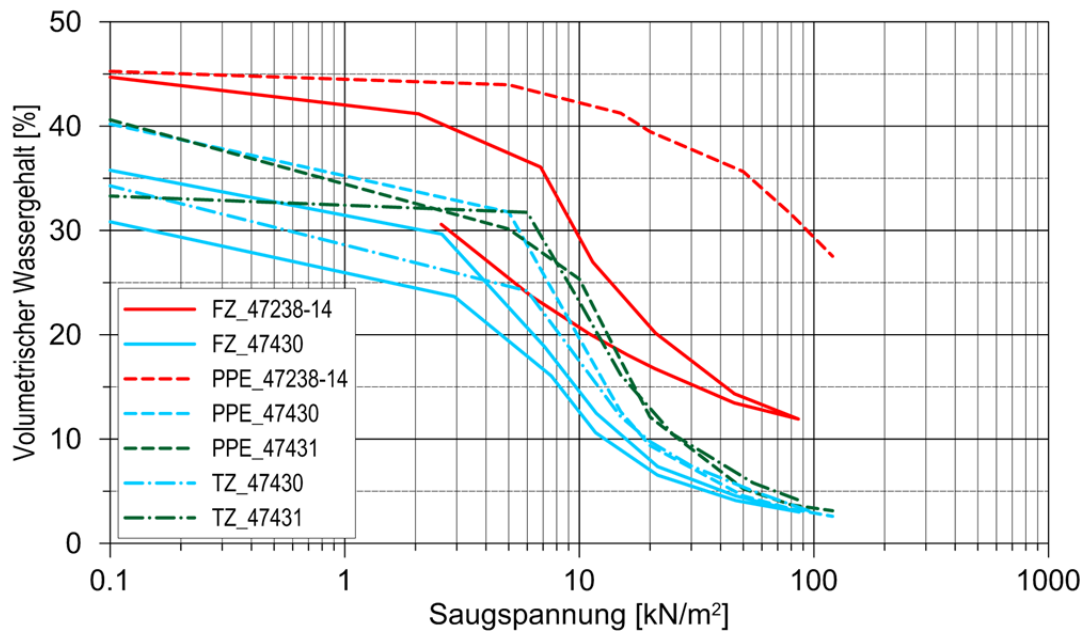


Abbildung 4.12: Zusammenstellung der Labor-Wasserretentionskurven ($\psi - \theta$) nach Versuchstyp und Labornummer.

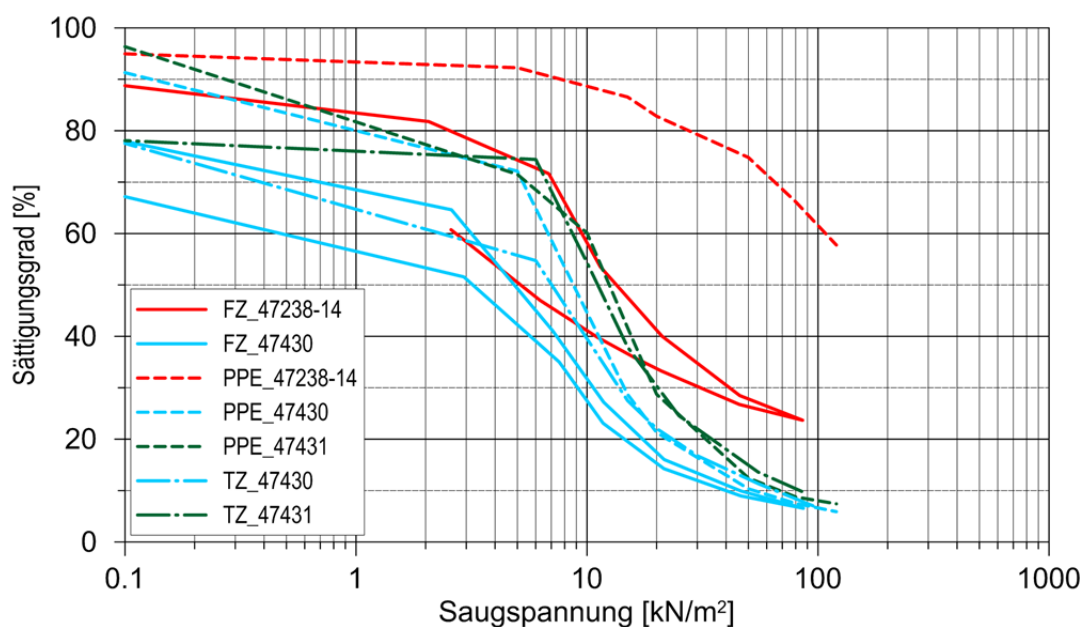


Abbildung 4.13: Zusammenstellung der Labor-Wasserretentionskurven ($\psi - S_r$) nach Versuchstyp und Labornummer.

Mit Ausnahme des PPE-Versuchs an dem Material aus dem Einbau des EnviroSmart-Rohres 2 (Labor Nr. 47238-14) zeigen die Versuche ein ähnliches Verhalten. In der Abbil-

dung 4.13 sind die Wasserretentionskurven ($S_r - \psi$) – Kurven dargestellt. Der Sättigungsgrad wurde auf Grund der Einbaudichte berechnet: für $S_r = 1$, $\theta_s = n = 1 - \gamma_d/\gamma_s$ mit $\gamma_s = 26.5 \text{ kN/m}^3$. Erwartungsgemäss werden beim grobkörnigeren Boden aus den oberen limnischen Ablagerungen (Labor Nr. 47430) die tiefsten Saugspannungen gemessen, während der feinkörnigere Boden aus dem Damm (Labor Nr. 47238-14) die höchsten Werte der Saugspannung liefert. Die Wasserretentionskurven der zweiten Probe aus dem Damm (Labor Nr. 47431) liegen, wie die Korngrössenverteilung, dazwischen. Die Resultate der Laborversuche zur Bestimmung der Wasserretentionskurven sind in der Tabelle 4.3 zusammengestellt.

Tabelle 4.3: Zusammenstellung der Wasserretentions-Versuche im Labor.

Ver-such	Lab. Nr.	USCS	γ_d [kN/m ³]	e_0 [-]	θ_a [%]	$S_{r,a}$ [%]	θ_e [%]	$S_{r,e}$ [%]	θ_{res} [%]	ψ_{AEV} [kN/m ²]
FZ	47430	SP-SM	14.34	0.853	35.8	78.9	3.0	6.6	3.0	0.8
FZ	47238-14	SM	13.16	1.013	44.7	88.8	11.9	23.7	11.9	3.0
TZ	47430	SP-SM	14.79	0.79	34.3	77.5	3.1	7.0	3.1	1.4
TZ	47431	SM	15.20	0.74	33.3	78.1	4.2	9.8	4.2	3.0
PPE	47430	SP-SM	14.83	0.79	24.7	91.3	0.1	5.9	0.1	2.5
PPE	47431	SM	15.33	0.727	25.5	96.3	0.15	7.4	0.15	4.2
PPE	47238-14	SM	13.87	0.91	40.0	95.0	11.5	57.8	11.5	17

a = Anfang, e = Ende

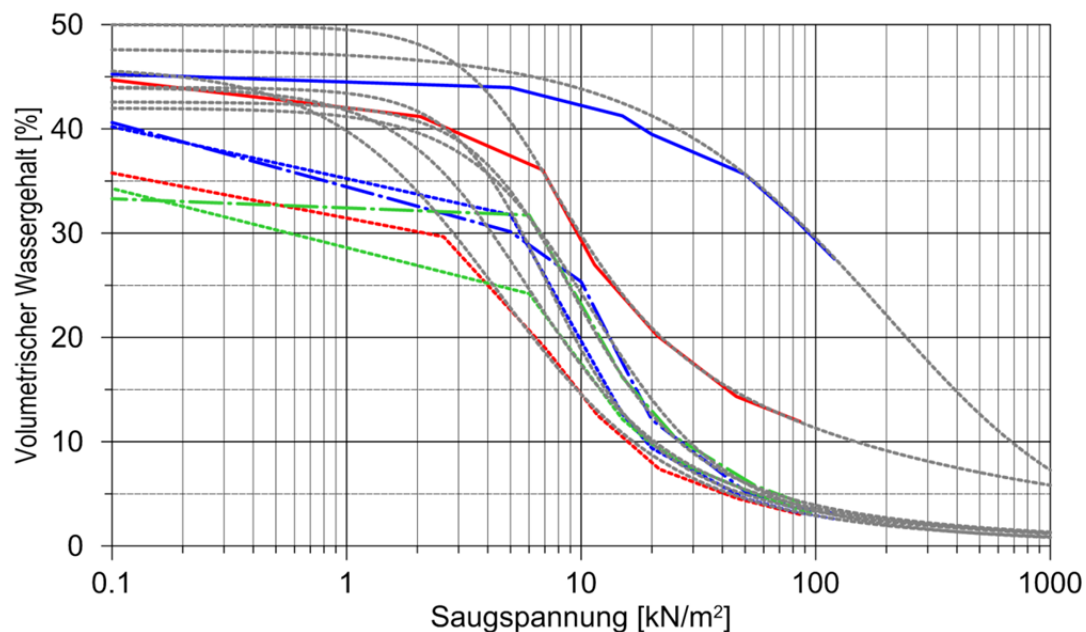


Abbildung 4.14: Labor-Wasserretentionskurven mit Annäherungskurven ($\psi - \theta$) nach Fredlund & Xing (1994).

Zum späteren Vergleich mit den Feld- und den indirekt bestimmten Wasserretentionskurven wurden noch die Laborkurven mit der Gleichung nach Fredlund & Xing (1994) angenähert (siehe 4.2.4). Dieses "Curve Fitting" erlaubt die Definition der Wasserretentionskurve über den ganzen Saugspannungsbereich. Die so ermittelten Kurven sind in der Abbildung 4.14 (volumetrischer Wassergehalt θ in Funktion der Saugspannung ψ) mit den Laborkurven gra-

phisch dargestellt. Die Abbildung 4.15 zeigt für jeden Versuch die Wasserretentionskurve als Annäherungskurve des Sättigungsgrades S_r in Funktion der Saugspannung ψ .

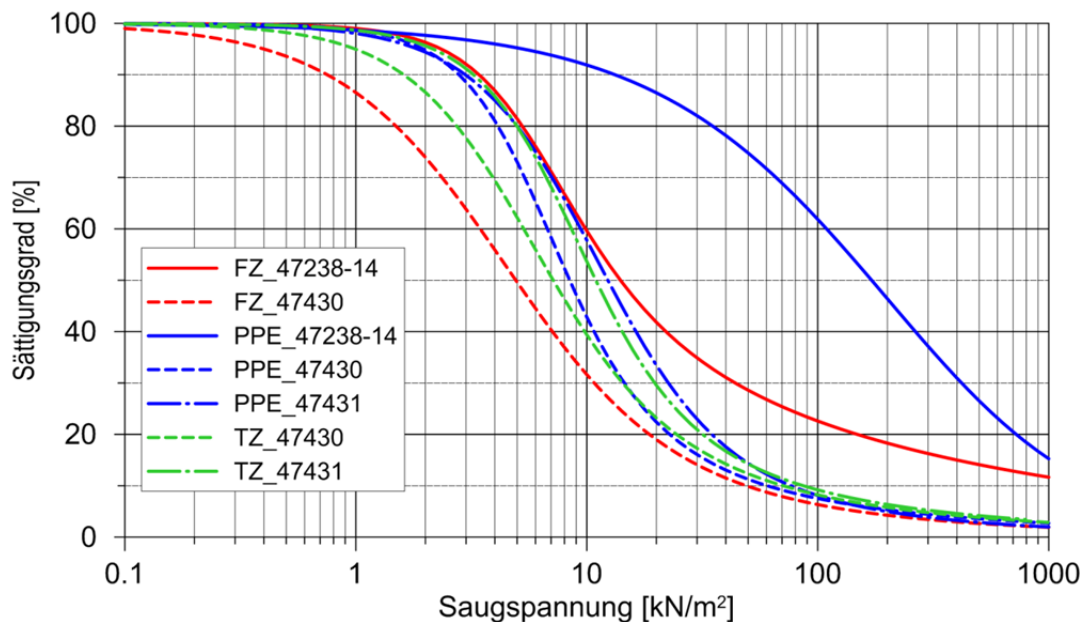


Abbildung 4.15: Annäherungskurven ($\psi - S_r$) der Laborversuche.

4.2 Feld-Wasserretentionskurven

4.2.1 Messresultate: Streuung und Hysterese der Wasserretentionskurve

Ein Ziel des Feldversuchs war die Bestimmung der Wasserretentionskurve in situ. Dies ist mit den eingebauten Messsystemen gelungen und es konnten an den sieben Messstellen A bis G elf Wasserretentionskurven durch Verknüpfung der Tensiometermessungen mit den EnviroSmart- und TDR-Messungen bestimmt werden. Die Messdaten, aus denen die Wasserretentionskurven bestimmt wurden, sind im Anhang 3 für jede Messstelle in Funktion der Zeit grafisch dargestellt.

Eine grafische Darstellung aller Wertepaare der Tensiometer- und EnviroSmart-Messungen ist in Abbildung 4.16 zu sehen. Die unterschiedlichen Farben entsprechen den 4 Versuchsphasen (Phase I: rot, Phase II: blau, Phase III: grün und Phase IV: orange). Die Wertepaare aus den Tensiometer- und TDR-Messungen sind in Abbildung 4.17 dargestellt.

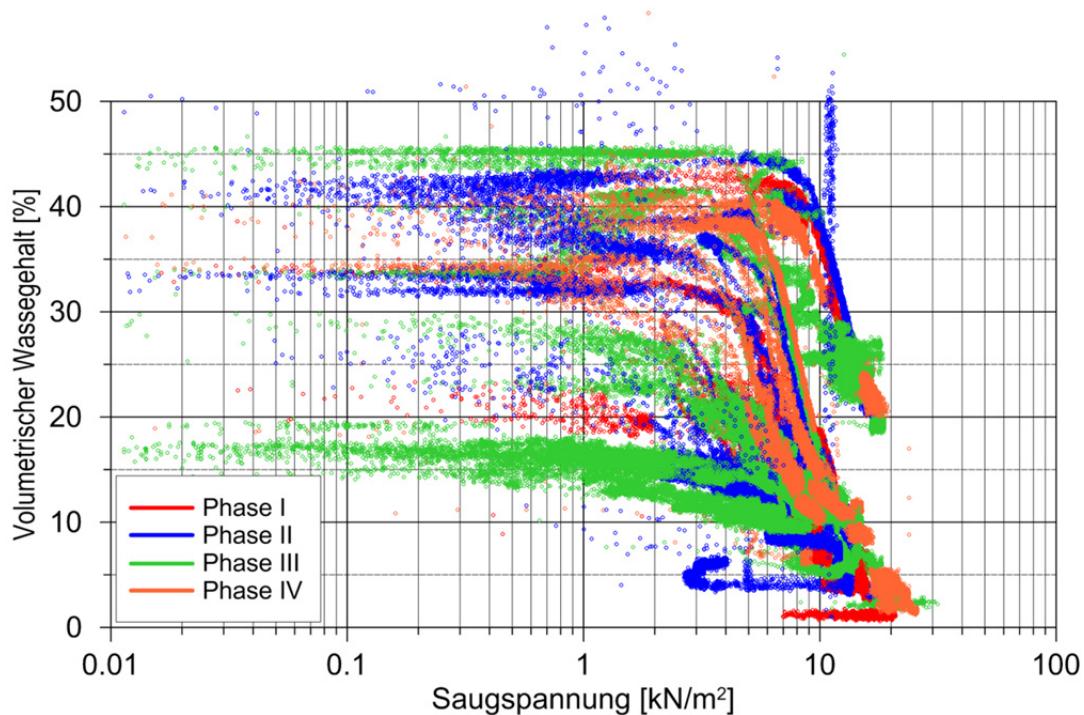


Abbildung 4.16: Zusammenstellung aller Tensiometer - EnviroSmart – Messwerte (nur Werte $\theta \leq 60\%$).

Ein Vergleich beider Abbildungen lässt eine grössere Streuung der Messwerte bei den mit den TDR-Sonden bestimmten Kurven erkennen. Dies lässt sich durch die unterschiedlichen Messsysteme erklären. Aus den Messkurven im Anhang 3 ist ersichtlich, dass die EnviroSmart- Messwerte deutlich weniger streuen als die TDR-Messwerte. Da auf eine Glättung der Messdaten bewusst verzichtet wurde, macht sich die Streuung der Messdaten auch bei den gemessenen Wasserretentionskurven bemerkbar.

Die Streuung der Messresultate lässt sich nicht nur durch die unterschiedlichen Messmethoden erklären. Andere Ursachen liegen in der Inhomogenität des Dammmaterials (Unterschiede in der Kornverteilung und Dichte), in den leicht unterschiedlichen Positionen der Sensoren (Vermeidung einer gegenseitigen Beeinflussung) und auch in den unterschiedlichen Reaktionszeiten der verschiedenen Messsysteme. Bei den Tensiometermessungen muss ein Ausgleich zwischen Sauspannung im Boden und Saugspannung im Gerät stattfinden. Dazu muss Wasser durch die Keramikspitze fließen, was eine gewisse Zeit, in Abhängigkeit der Bodendurchlässigkeit und des Füllungsgrads des Tensiometerrohres, in Anspruch nimmt. Im Vergleich dazu sind die Antwortzeiten der EnviroSmart- und TDR-Sonden vernachlässigbar.

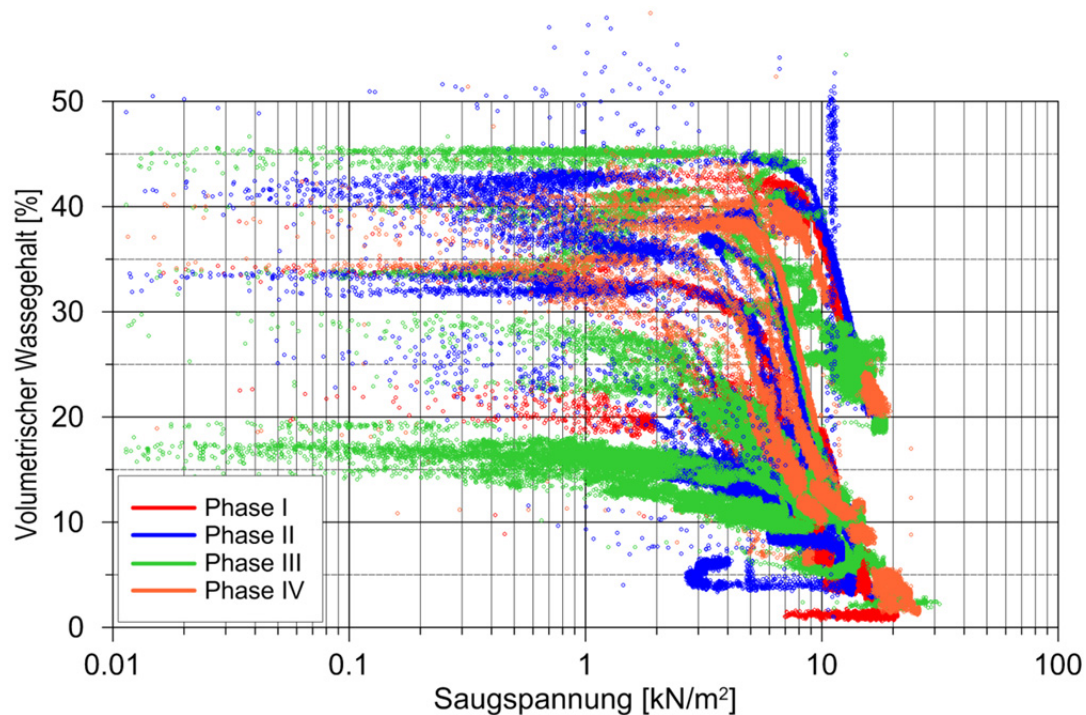


Abbildung 4.17: Zusammenstellung aller Tensiometer – TDR – Messwerte (nur Werte $\theta \leq 60 \%$).

Ein anderer Grund für die Streuung der Wasserretentionskurven liegt in der Hysterese zwischen den Desorptions- und den Adsorptionskurven. Die Abbildung 4.18 zeigt schematisch verschiedene mögliche Verläufe der Wasserretentionskurven (Pham et al., 2005). Im Gegensatz zu den Laborversuchen, in denen die Ausgangsbedingungen genau definiert sind (z.B. volle Sättigung am Versuchsanfang), kann der Wassergehalt im Feld nicht eingestellt werden. In Abhängigkeit der Umweltbedingungen (Wasserstände, Witterung) vor dem Versuch befindet man sich auf dem Absorptions- oder auf dem Desorptionsast der Wasserretentionskurve oder an einem Punkt zwischen beiden Kurven. Findet eine Wassergehaltserhöhung statt, folgt das Verhältnis Wassergehalt-Saugspannung θ/ψ einer sogenannten "Scanning" - Kurve bis es auf der Hauptadsorptionskurve liegt und folgt dieser bei einer fortschreitenden Sättigung weiter. Dabei liegt der maximale Wassergehalt θ_u infolge von eingeschlossener Luft tiefer als der Sättigungswassergehalt θ_s . Findet eine Wassergehaltsabnahme statt, wandert das Verhältnis θ/ψ über einer anderen "Scanning"- Kurve, bis die Hauptdesorptionskurve erreicht ist. Bei dem durchgeführten Feldversuch haben sich durch die wiederholten Wasserspiegeländerungen und die Witterungseinflüsse sehr unterschiedliche Ausgangsbedingungen ergeben. Als Folge dieser unterschiedlichen Ausgangspunkte und der Hysterese der Wasserretentionskurven werden Messresultate aus dem ganzen Bereich zwischen der Hauptdesorption- und der Hauptadsorptionskurve erwartet.

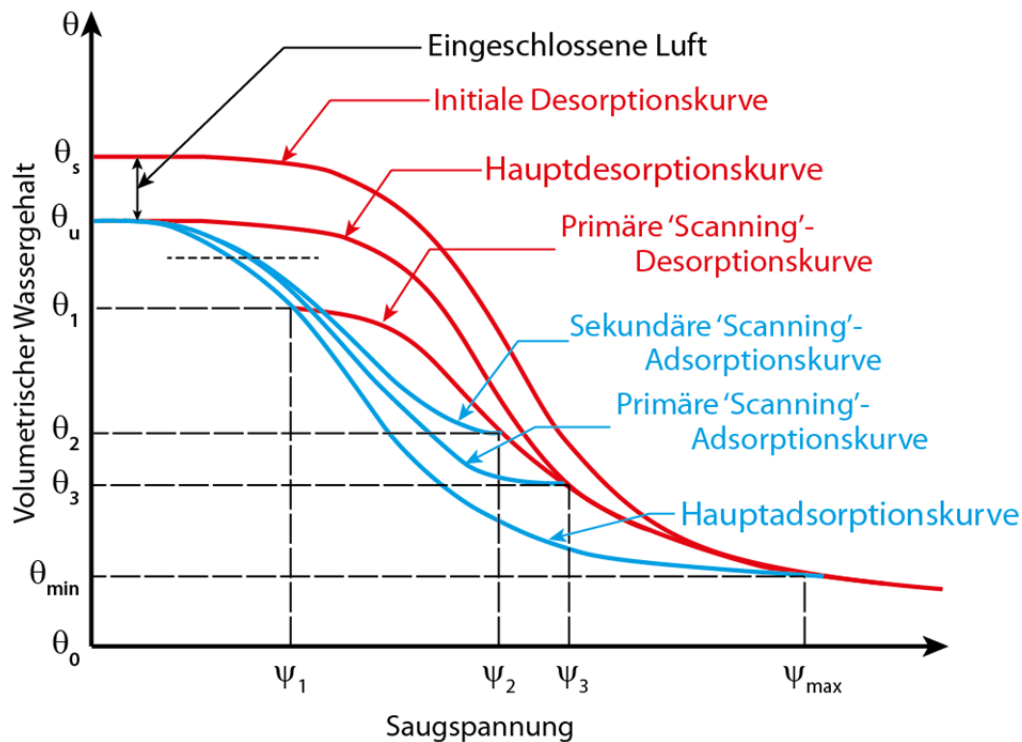


Abbildung 4.18: Schematische Darstellung der Hysterese der Wasserretentionskurve (angepasst aus Pham et al. 2005).

Die Messresultate können auch in Form eines S_r/ψ -Diagramms dargestellt werden (Abbildung 4.19 und Abbildung 4.20). Da die Dichte bzw. die Porenzahl des Dammmaterials an den verschiedenen Messstellen nicht konstant ist, variiert der Sättigungswassergehalt entsprechend. Er wurde auch nicht in jeder Phase und jeder Messstelle erreicht. Im Normalfall wurde der höchste, in der Phase IV gemessene Wassergehalt bei einem gleichzeitigen Rückgang der Saugspannung als Sättigungswassergehalt definiert. Die unterschiedlichen Sättigungswassergehalte sind für die Streuung im oberen Bereich der Kurven verantwortlich.

Verschiedene Messfehler lassen sich in den Diagrammen erkennen, insbesondere ist in verschiedenen Phasen eine Abnahme der Saugspannung bei einem Wassergehalt, der klar tiefer liegt als der Sättigungswassergehalt, zu bemerken. Dieses Verhalten lässt sich nur durch Messfehler erklären.

In der Abbildung 4.19 und der Abbildung 4.20 ist der Sättigungsgrad als Funktion der Saugspannung für die Fluss- und die Landseite gesondert dargestellt. Aus den Messwerten der Flussseite lassen sich Wasserretentionskurven deutlich erkennen. Die Sättigungswerte über 100 % lassen sich dadurch erklären, dass der maximale Wassergehalt der Phase IV als Referenz für die Berechnung des Sättigungsgrads verwendet wurde. Bei einigen Messstellen lag dieser Wassergehalt tiefer als in den früheren Phasen, was zu den zu hohen Sättigungsgraden führt. Zusätzlich beruhen einige dieser Werte eindeutig auf Messfehlern. Da die Messgeräte auf der Flussseite zeitweise vollständig unter Wasser lagen, konnte vereinzelt Wasser in die Sonden eindringen und die Messungen verfälschen.

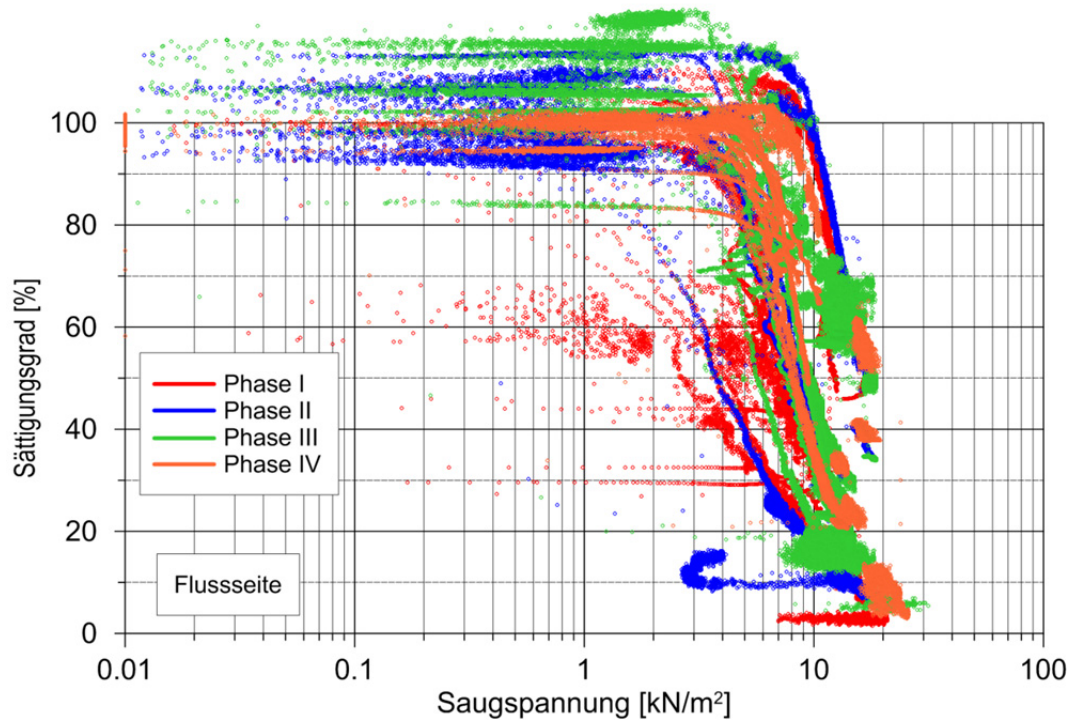


Abbildung 4.19: Zusammenstellung aller Messwerte (TSM/ ESM & TSM/TDR) auf der Flusseite ($\psi - S_r$).

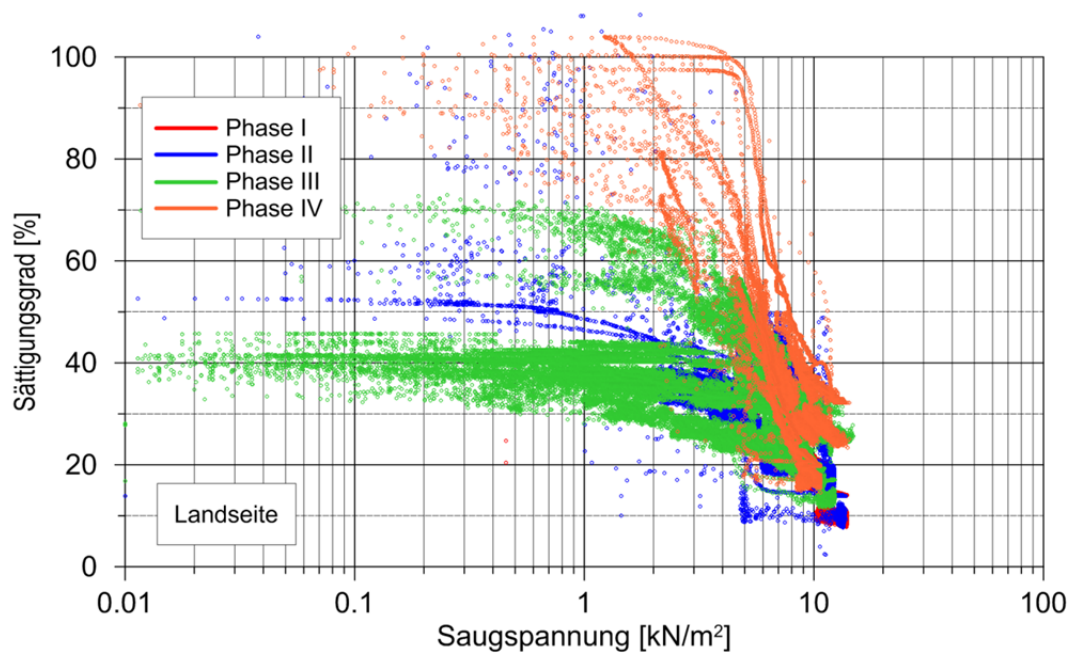


Abbildung 4.20: Zusammenstellung aller Messwerte (TSM/ ESM & TSM/TDR) auf der Landseite ($\psi - S_r$).

Auf der Landseite (Abbildung 4.20) wurde die vollständige Sättigung an relativ wenigen Punkten erreicht. Die Wasserretentionskurven konnten trotzdem an allen Messstellen bestimmt werden.

4.2.2 Feld-Wasserretentionskurven (Desorptions- und Adsorptionsphasen)

Die gemessenen Wasserretentionskurven sind im Anhang 7 für jede Messstelle grafisch dargestellt. Als Beispiel sind in der Abbildung 4.21 und Abbildung 4.22 die Wasserretentionskurven an der Messstelle A mit den Hilfsgeraden für die Bestimmung des Sättigungswassergehalts θ_s und des Lufteintrittswertes ψ_{AEV} zu sehen.

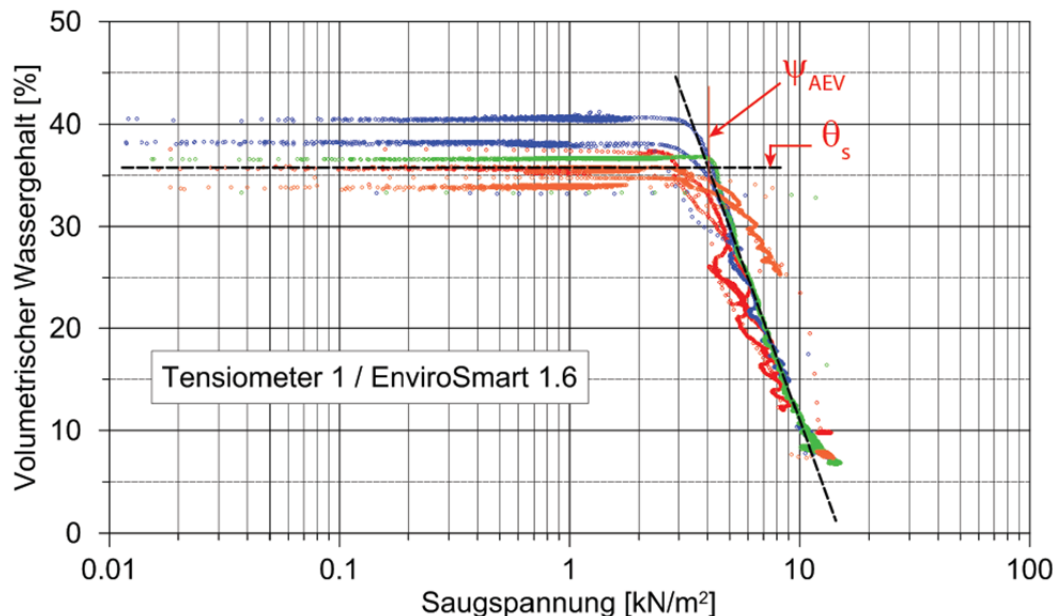


Abbildung 4.21: Gemessene Wasserretentionskurve Tensiometer 1 / EnviroSmart 1.6.

Für die Bestimmung des Sättigungswassergehalts wird eine Gerade durch die Punkte mit dem höchsten Wassergehalt während der Phase IV am Ende des Feldversuches gezeichnet. Eine zweite Gerade wird über der gemessenen Kurve (Tangente am Inflexionspunkt der Kurve) gelegt. Die Saugspannung an der Intersektion beider Geraden entspricht dem Lufteintrittswert (siehe 2.4.3.5). Wie für die Bestimmung des Sättigungswassergehalts wurde im Normalfall die während der Phase IV gemessene Kurve berücksichtigt.

In Abbildung 4.21 weichen die Messpunkte der Phase IV deutlich von den Messpunkten der ersten drei Phasen ab. Bodenmechanische Gründe für diese Abweichung sind nicht zu finden. Der Vergleich mit den nahe gelegenen Messpunkten (Abbildung 4.22) deutet auf einen Messfehler hin. Möglicherweise konnte Wasser ins Messrohr eindringen und die Messung verfälschen. Das Eindringen von Wasser in die EnviroSmart-Rohre führte in den Phasen I und II zum Ausfall mehrerer Messgeber auf der Flusseite.

In Abbildung 4.22 sind auch Messfehler zu erkennen. Während der Phase III stieg der gemessene Wassergehalt während einer Hochwasserphase deutlich über den in den Phasen II und IV bestimmten Sättigungswassergehalt an. Die Ursache wird wiederum in einem Eindringen vom Wasser ins Messgerät, das zu dieser Zeit vollständig unter Wasser

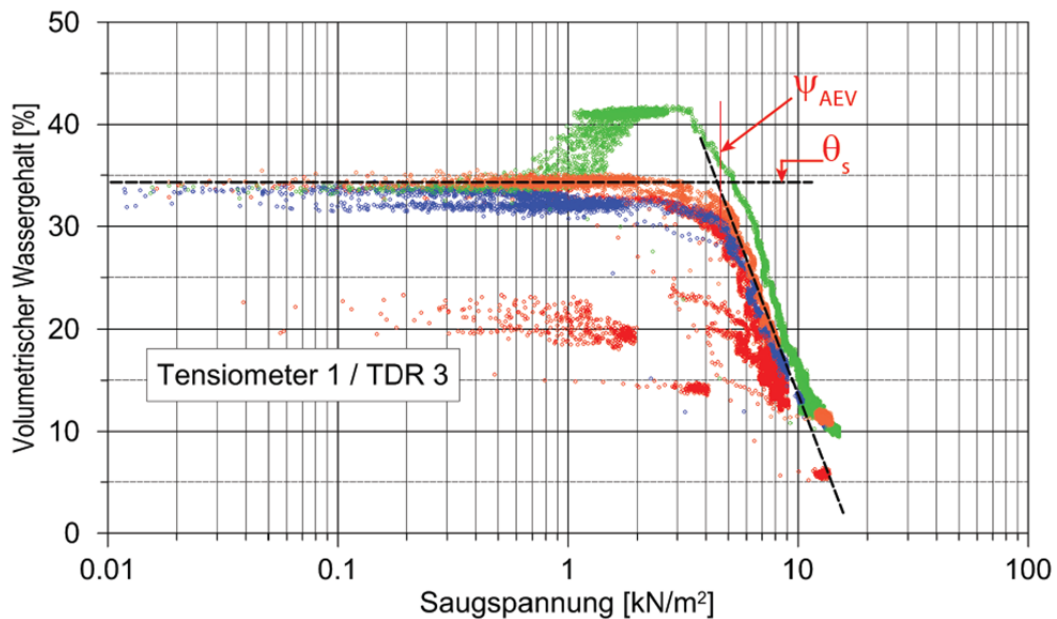


Abbildung 4.22: Gemessene Wasserretentionskurve Tensiometer 1 / TDR 3.

stand, vermutet. Die gemessenen Werte der Saugspannung während der Phase I lassen sich auch nicht "bodenmechanisch" erklären. Eine Undichtigkeit des Tensiometers oder ein schlechter Kontakt zwischen Boden und Tensiometer könnten diese Messresultate erklären.

Zu bemerken ist, dass diese Geräte nicht für den Einbau unter Wasser vorgesehen sind. Sie wurden für diesen Feldversuch sorgfältig abgedichtet und die Ausfallquote blieb trotz extremen Einsatzbedingungen sehr tief.

Eine Zusammenstellung der Lufteintrittswerte mit den entsprechenden Sättigungswassergehalten aller gemessenen Wasserretentionskurven ist in Tabelle 4.4 enthalten. Die angegebenen Porenzahlen und Trockenraumgewichte γ_d wurden unter der Annahme einer vollständigen Sättigung und eines spezifischen Raumgewichts von $\gamma_s = 26.5 \text{ kN/m}^3$ berechnet.

Tabelle 4.4: Zusammenstellung der Kennwerte der Feld-Wasserretentionskurven aus den Absorptions- und Desorptionsphasen.

Messstellen	Tiefe ab OKT [m]	Damm- seite	ψ_{AEV} [kN/m ²]	θ_s [%]	e [-]	γ_d , berechnet [kN/m ³]
TSM1/ESM1.6	1.49/1.22	Fluss	4.0	35.8	0.558	17.01
TSM1/TDR3	1.49/1.40	Fluss	4.4	34.2	0.52	17.44
TSM2/ESM2.6	1.49/1.39	Fluss	5.5	42.9	0.751	15.13
TSM2/TDR4	1.49/1.50	Fluss	7.6	39.2	0.645	16.32
TSM3/TDR1	1.00/0.76	Fluss	4.0	41.1	0.698	16.11
TSM4/TDR6	1.41/1.45	Fluss	6.0	38.3	0.621	16.35
TSM5/ESM3.5	1.35/1.52	Land	4.4	34.0	0.515	17.49
TSM5/TDR5	1.35/1.40	Land	4.0	40.0	0.667	15.90
TSM6/TDR7	1.41/1.38	Land	3.0	41.0	0.695	15.63
TSM7/ESM4.5	0.93/0.91	Land	5.0	40.4	0.678	15.79
TSM7/TDR2	0.93/0.85	Land	5.0	43.6	0.773	15.23

4.2.3 Vergleich der Lufteintrittswerte Labor/Feld

Die Abbildung 4.23 fasst alle im Labor und im Feld gemessenen Lufteintrittswerte in Funktion der Porenzahl e zusammen. Labor- und Feldwerte stimmen für die meisten Resultate gut überein. Ausnahmen bilden die Laborresultate der Probe 47238-14 (rechts in Abbildung 4.23). Sie weisen höhere Lufteintrittswerte schon bei tiefen Trockenraumgewichten auf; dies lässt sich auf den höheren Feinanteil der Proben zurückzuführen. Die Feld-Wasserretentionskurven TSM1 / ESM1.6, TSM1 / TDR3 und TSM5 / ESM3.5 (links in Abbildung 4.23) liefern schon bei tiefen Porenzahlen ähnliche Lufteintrittswerte wie die anderen Feld-Wasserretentionskurven. Die restlichen Resultate zeigen deutlich die Abnahme der Lufteintrittswerte bei grösser werdender Porenzahl.

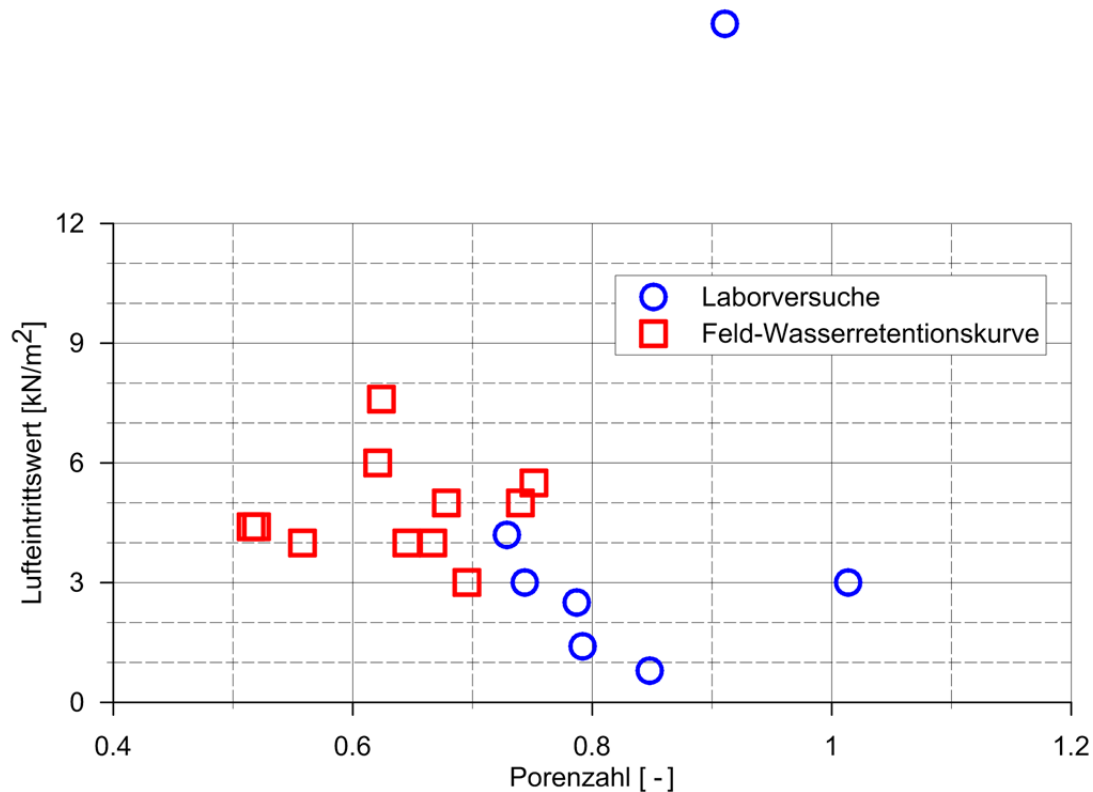


Abbildung 4.23: Zusammenstellung aller Lufteintrittswerte aus den Laborversuchen und den Feld-Wasserretentionskurven.

4.2.4 Feld-Wasserretentionskurven (nur aus Desorptionsphasen)

Für die Bestimmung der Kennwerte der Wasserretentionskurven (siehe 4.2.2) sind bis jetzt alle während dem Feldversuch gemessenen Messpunkte berücksichtigt worden. Als Folge der variierenden Randbedingungen können die Messpunkte sowohl auf der Desorptions- als auch auf der Adsorptionsseite der Wasserretentionskurve sowie auf den "Scanning"-Kurven liegen. Nachfolgend werden nur die Messpunkte während einer Absenkung des Wasserspiegels in der Zelle und bei abgesenktem Wasserspiegel berücksichtigt. Dadurch sollen vor allem Punkte berücksichtigt werden, die in der Nähe oder auf der Desorptionskurve liegen.

Bei einer Wasserspiegelabsenkung ist auch der Verlauf der Wassergehaltsänderung langsamer und es können viel mehr Messwerte erfasst werden. Im Gegensatz dazu verursacht eine Wasserspiegelerhöhung eine schnellere Änderung des Wassergehalts im Boden was bei unterschiedlichen Antwortzeiten der Messgeräte eine zusätzliche Streuung der Messwerte verursacht. Diese sollte bei alleiniger Berücksichtigung der Desorptionsphase weniger ausgeprägt sein. Bei vielen Laborversuchen wird auch nur die Desorptionsphase (bei den *Pressure Plate Extractor*- und *Tempe*-Zellen-Versuchen ist nur diese Messung möglich) gemessen.

In den Abbildungen 4.24 und 4.25 sind daher nur die Messpunkte der Desorptionsphasen (während den Absenkungen des Wasserspiegels und bei trockener Zelle) dargestellt. Der Vergleich mit den Abbildungen 4.19 und 4.20 lässt, wie erwartet, eine deutliche Verminderung der Streuung der Messwerte erkennen. Es ist auch ersichtlich, dass auf der Landseite des Dammes nur wenige Messpunkte, und zwar nur während der 4. Phase, die vollständige Sättigung erreichen.

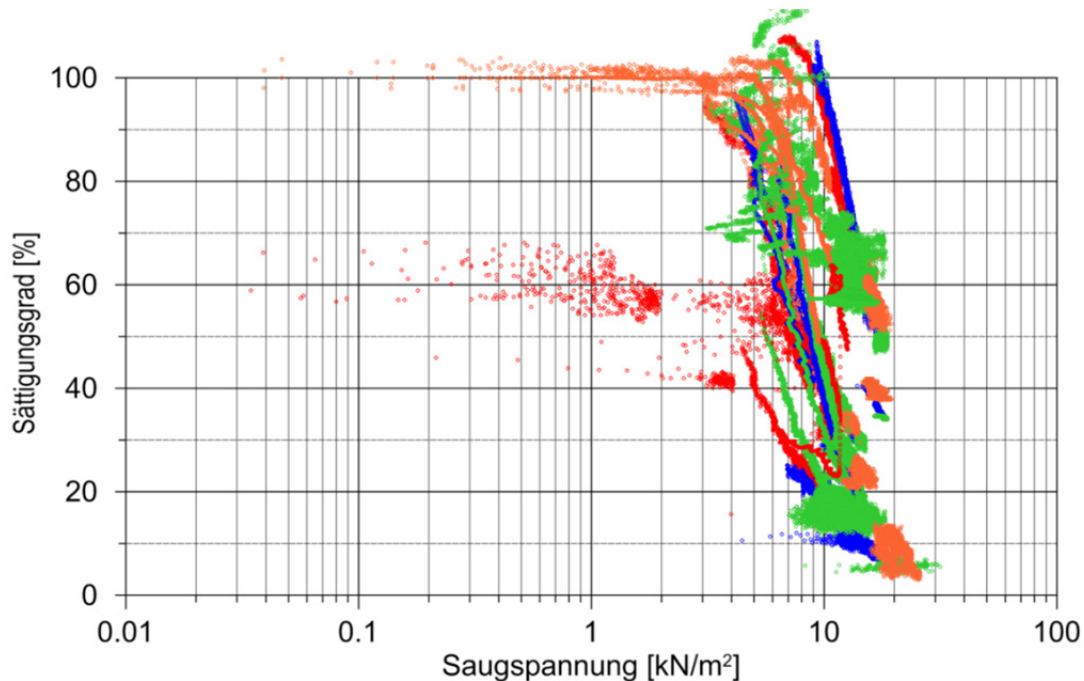


Abbildung 4.24: Zusammenstellung aller Wasserretentionskurven-Messungen (TSM/ ESM & TSM/TDR) auf der Flussseite während den Desorptionsphasen.

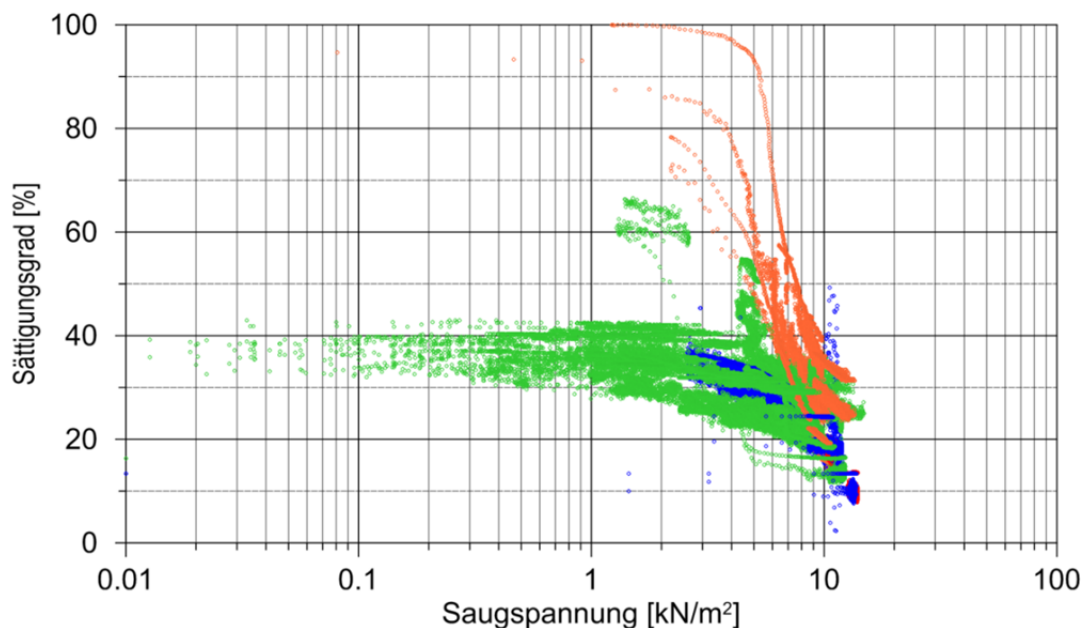


Abbildung 4.25: Zusammenstellung aller Wasserretentionskurven-Messungen (TSM/ ESM & TSM/TDR) auf der Landseite während den Desorptionsphasen.

Tabelle 4.5: Zusammenstellung der Kennwerte der Feld-Wasserretentionskurven aus den Desorptionsphasen.

Messstellen	Tiefe ab OKT [m]	Damm- seite	ψ_{AEVd} [kN/m ²]	θ_s [%]	e [-]	γ_d , berechnet [kN/m ³]	ψ_{AEV} [kN/m ²]
TSM1/ESM1.6	1.49/1.22	Fluss	4.0	35.8	0.558	17.01	4.0
TSM1/TDR3	1.49/1.40	Fluss	4.4	34.2	0.520	17.44	4.4
TSM2/ESM2.6	1.49/1.39	Fluss	5.6	42.9	0.75	15.13	5.5
TSM2/TDR4	1.49/1.50	Fluss	7.9	39.2	0.645	16.32	7.6
TSM3/TDR1	1.00/0.76	Fluss	3.4	41.1	0.698	16.11	4.0
TSM4/TDR6	1.41/1.45	Fluss	5.8	38.3	0.621	16.35	6.0
TSM5/ESM3.5	1.35/1.52	Land	-	34.0	0.515	17.49	4.4
TSM5/TDR5	1.35/1.40	Land	-	40.0	0.667	15.90	4.0
TSM6/TDR7	1.41/1.38	Land	3.0	41.0	0.695	15.63	3.0
TSM7/ESM4.5	0.93/0.91	Land	5.2	40.4	0.678	15.79	5.0
TSM7/TDR2	0.93/0.85	Land	4.9	43.6	0.773	15.23	5.0

Die Abbildung 4.26 zeigt für die Messstelle E, oben, die Messpunkten aus den Adsorptions- und Desorptionsphasen und unten nur die Punkte aus der Desorptionsphasen. Die Hilfskurven für die Bestimmung des Lufteintrittswerts liegen praktisch am gleichen Ort, somit ist mit diesen Messungen keine Hysterese der Wasserretentionskurve feststellbar. Für die Bestimmung der Lufteintrittswerte aus den Desorptionsphasen wurden die, bei Desorptions- und Adsorptionsphasen bestimmten Sättigungswassergehalte beibehalten. Die mit Hilfe der Desorptionsmesswerten bestimmten ψ_{AEVd} sind in der Tabelle 4.5 mit den ψ_{AEV} -Werten aus Adsorptions- und Desorptionsphasen zusammengefasst.

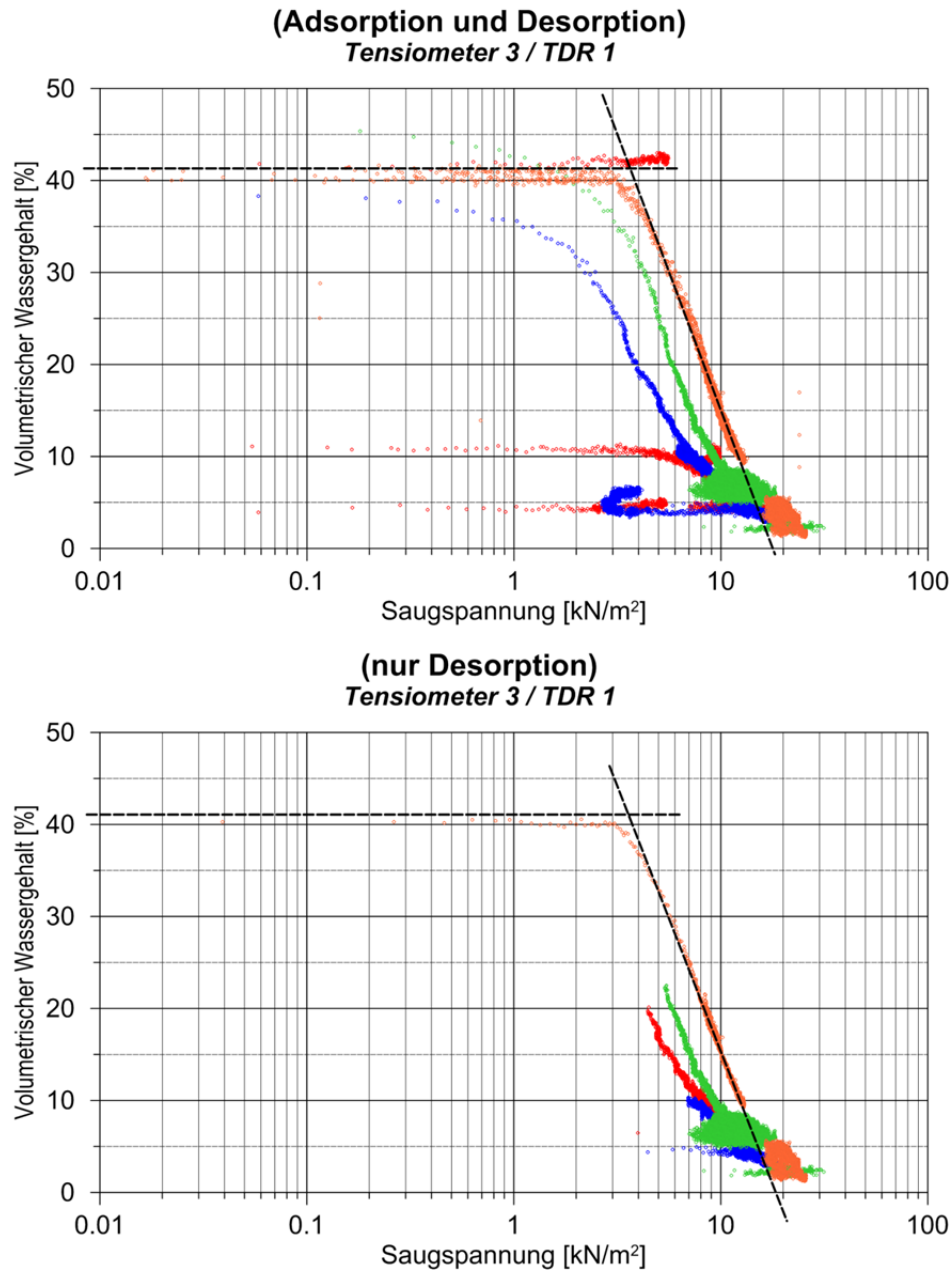


Abbildung 4.26: Wasserretentionskurve Tensiometer 3 / TDR 1.

4.2.5 Wasserretentionskurven für die numerische Modellierung

Im Hinblick auf die FE-Berechnungen müssen die im Feld gewonnenen Daten in Form von Wasserretentionskurven dargestellt werden. Mit Hilfe der Konstruktion für die Bestimmung des Lufteintrittswerts als Basis kann eine Kurve über die Messpunkte aufgezeichnet werden (Abbildung 4.27). Diese Kurve lässt sich einfach digitalisieren und als Eingangsparameter für die FE-Berechnungen direkt benützen. Die im Feld gemessenen Saugspannungen und volumetrischen Wassergehalte reichen aber kaum bis in die Residualzone (Abbildung 2.16) so dass für Saugspannungen $> 20 \text{ kN/m}^2$ viel Raum für Interpretationen bleibt (Abbildung 4.27).

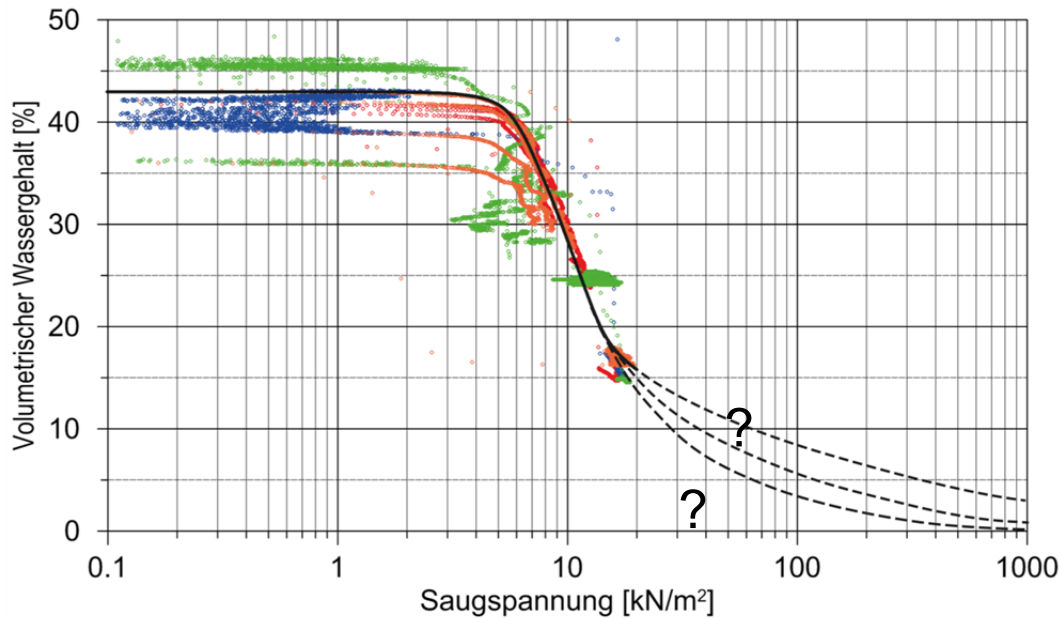


Abbildung 4.27: Wasserretentionskurve aus den Messwerten Tensiometer 1 / TDR 3.

Der Verlauf der Wasserretentionskurve über den ganzen Bereich der Saugspannung kann mit Hilfe eines *Curve Fittings* definiert werden. Dazu werden die verschiedenen Gleichungen für die Wasserretentionskurve benützt. Die Gleichung von Fredlund und Xing (1994) eignet sich für diesen Fall besonders, weil sie für die Residualzone einen Korrekturfaktor hat, der die Wasserretentionskurve in Richtung einer Saugspannung von 10^6 kN/m^2 bei einem Wassergehalt von 0 % lenkt. Die Gleichung lautet:

$$\theta(\psi, a, n, m) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi/a)^n]\}^m} \quad [4-1]$$

Mit: a, n, m = "Fitting"- Parameter (siehe Abbildung 4.28)

e = Eulerzahl (2.718)

$C(\psi)$ = eine Korrekturfunktion definiert als:

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln[1 + (10^6/\psi_r)]} \quad [4-2]$$

Mit: ψ_r = Saugspannung beim Restwassergehalt θ_r

Die "Fitting"-Parameter lassen sich mit Hilfe der graphischen Konstruktion auf Abbildung 4.28 bestimmen:

$$a = \psi_i$$

$$m = 3.67 \ln \left(\frac{\theta_s}{\theta_i} \right)$$

$$n = \frac{1.31^{m+1}}{m\theta_s} 3.72 S \psi_i \quad S : \text{Steilheit}$$

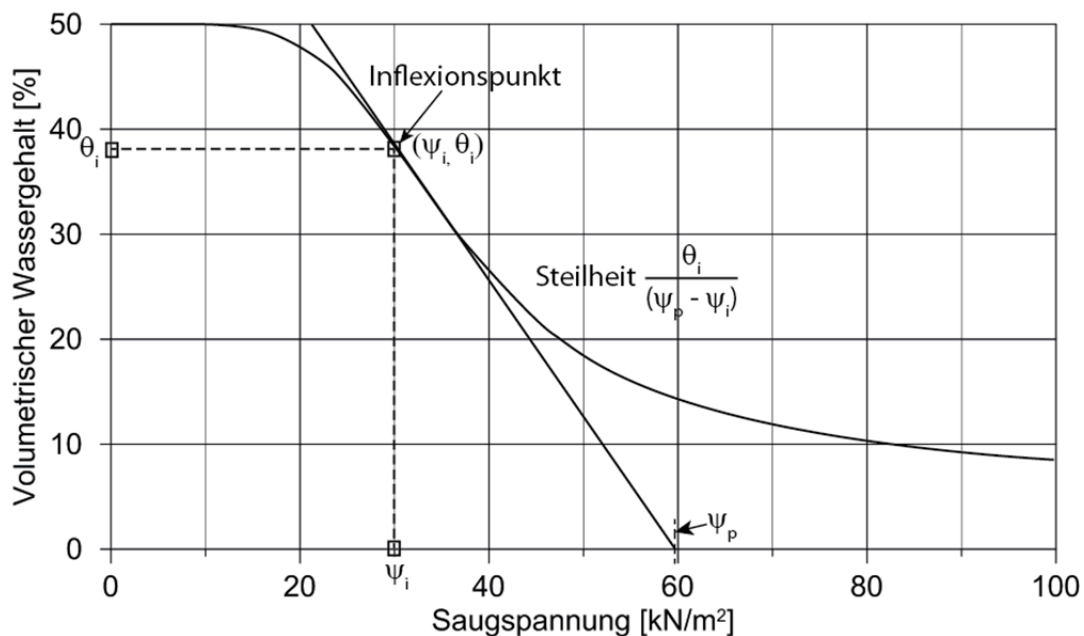


Abbildung 4.28: Graphische Konstruktion zur Bestimmung der "Fitting"-Parameter (nach Fredlund & Xing, 1994).

Die Fittingskurven wurden für alle 11 im Feld gemessenen Wasserretentionskurven bestimmt. Sie sind zusammen mit den Messpunkten für alle Messstellen im Anhang 9 dargestellt. Alle Feld-Wasserretentionskurven sind in der Abbildung 4.29 (volumetrischer Wassergehalt in Funktion der Saugspannung) und in der Abbildung 4.30 (Sättigungsgrad als Funktion der Saugspannung) dargestellt. Mit Ausnahme der an der Messstelle B auf der Flusseite gemessenen Retentionskurven liegen alle Kurven in einem relativ engen Band zusammen, dies trotz unterschiedlicher Sättigungswassergehalte.

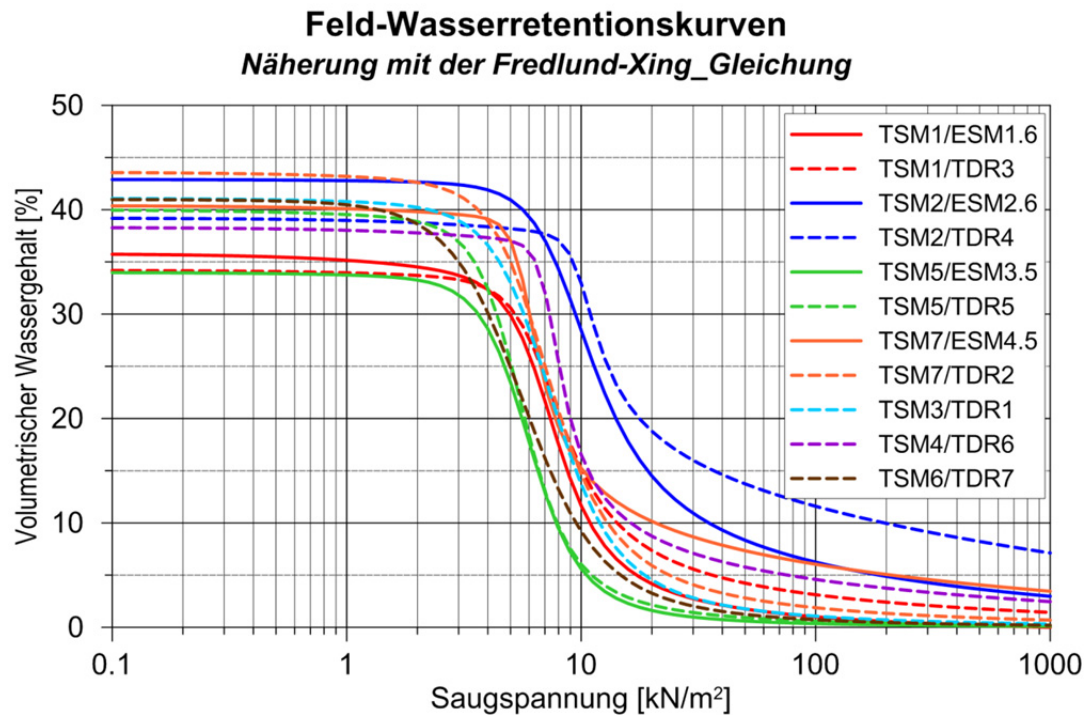


Abbildung 4.29: Zusammenstellung aller gemessenen Feld-Wasserretentionskurven ($\psi - \theta$).

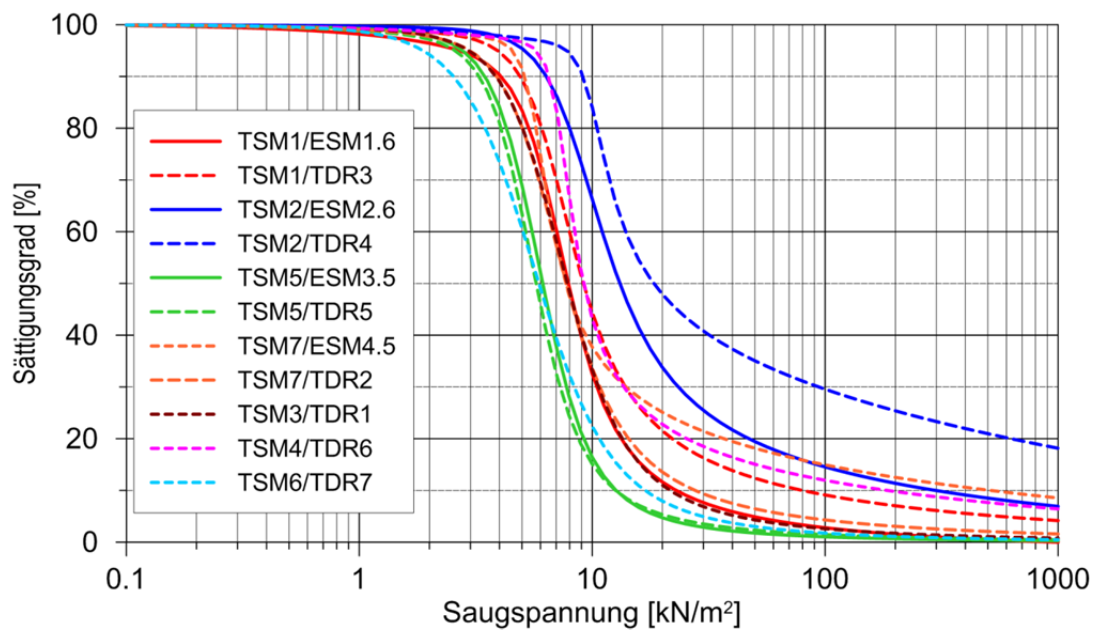


Abbildung 4.30: Zusammenstellung aller gemessenen Feld-Wasserretentionskurven ($\psi - S_r$).

4.3 Indirekte Bestimmung der ungesättigten Bodenkennwerte

4.3.1 Möglichkeiten der Prognose der ungesättigten Bodenkennwerte

Die verschiedenen Methoden zur Bestimmung der Funktionen der ungesättigten Bodeneigenschaften sind in Abschnitt 2.4.3.6 behandelt worden. Für eine erfolgreiche Abschätzung der ungesättigten Bodeneigenschaften mit Hilfe eines Expertensystems sind in der Schweiz nicht genug repräsentative Daten vorhanden, sodass ein solches System nur beschränkt anwendbar ist. Es soll deshalb die Verwendung der Korngrößenverteilung zur Abschätzung der ungesättigten Bodeneigenschaften anhand von zwei Methoden untersucht werden: die Methode nach Arya & Paris (1981), die auf der ganzen Korngrößenverteilung basiert, und die Modified Kovacs Methode nach Aubertin et al. (2003) mit der Ergänzung von Maqsoud et al. (2012) zur Berücksichtigung der Hysterese der Wasserretentionskurve. Letztere Methoden benützen d_{10} , den Korndurchmesser bei 10 % Gewichtsfraktion und die Ungleichförmigkeitszahl $C_u = d_{60}/d_{10}$ für die Bestimmung der Wasserretentionskurve.

4.3.2 Bestimmung der Wasserretentionskurve mit Hilfe der Korngrößenverteilung

Für diese Untersuchungen wurden die grobkörnigeren Böden nicht berücksichtigt. Diese stammen aus dem oberen Teil des Dammes und aus den oberen limnischen Ablagerungen, die das Dammverhalten nicht massgebend beeinflussen. Die berücksichtigten Proben sind in Abbildung 4.31 farbig, die nicht berücksichtigten grau dargestellt.

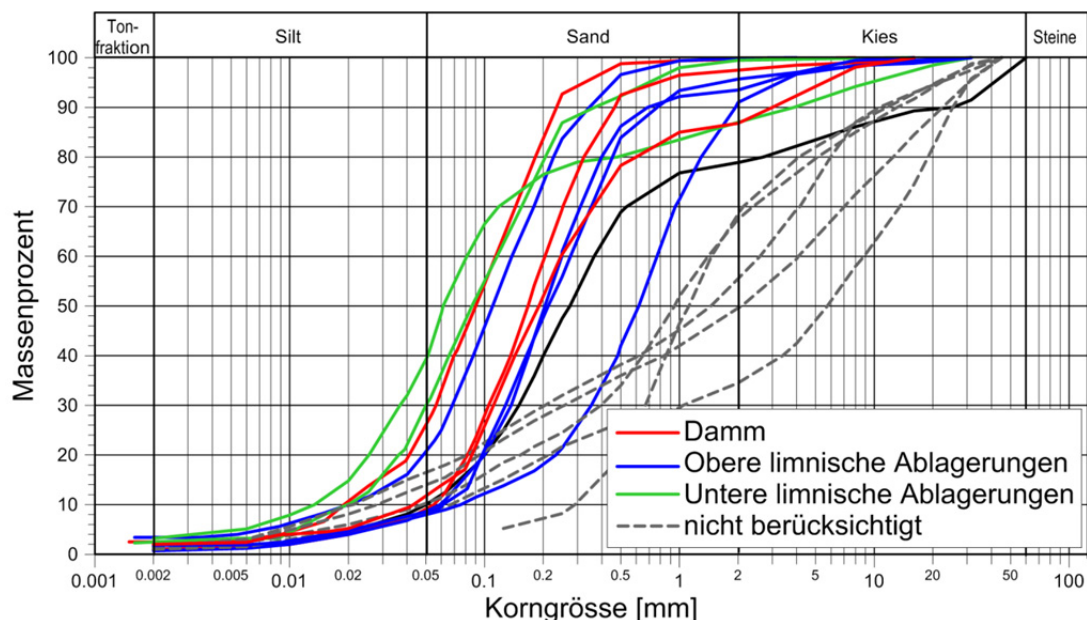


Abbildung 4.31: Kornverteilungen für die Prognose der Wasserretentionskurven (farbig).

4.3.2.1 Das Modell von Arya & Paris (1981)

Arya und Paris publizierten 1981 das erste physico-empirische Modell für die Prognose der Wasserretentionskurve mit Hilfe der Korngrößenverteilungskurve und des Raumgewichts. Die volumetrischen Wassergehalte werden unter der Annahme von sphärischen Partikeln und zylindrischen Poren mit einer Schätzung der Porenabmessungen berechnet. Die Porenradien werden in äquivalente Saugspannungen mit Hilfe der Kapillaritätstheorie umgerechnet.

Für die Berechnung der Wasserretentionskurve wird die Korngrößenverteilungskurve in n Fraktionen dividiert. Das Porenvolumen jeder Fraktion wird so berechnet:

$$V_{v_i} = (W_i/\gamma_s)e; i = 1, 2, 3, \dots, n \quad [4-3]$$

Mit: V_{v_i} = Porenvolumen pro g der Festpartikel der i -ten Korngrößenfraktion

W_i = Gewicht der i -ten Korngrößenfraktion

γ_s = spezifisches Raumgewicht der Körner

e = Porenzahl

Die Summe der W_i über die ganze Korngrößenverteilungskurve ergibt 100 % bzw. 1.

$$e = (\gamma_s - \gamma_d)/\gamma_d$$

Mit: γ_d = Trockenraumgewicht der Probe im Naturzustand

Die Porenvolumen jeder Fraktion werden als mit Wasser gefüllt betrachtet und werden summiert, der volumetrische Wassergehalt ergibt sich dann aus:

$$\theta_{v_i} = \sum_{j=1}^{j=i} V_{v_j}/V_{b_i}; i = 1, 2, \dots, n \quad [4-4]$$

4.3 Indirekte Bestimmung der ungesättigten Bodenkennwerte

Mit: θ_{v_i} = volumetrischer Wassergehalt (für ein Porenvolumen, das der oberen Grenze der Korngrössenfraktion entspricht)

V_{b_i} = Probenvolumen pro Gewichtseinheit gemäss:

$$V_b = \sum_{i=1}^{i=n} W_i/\gamma_d; \quad i = 1, 2, \dots, n \quad [4-5]$$

Der durchschnittliche volumetrische Wassergehalt lässt sich wie folgt berechnen:

$$\theta_{v_i}^* = (\theta_{v_i} + \theta_{v_{i+1}})/2 \quad [4-6]$$

Mit: $\theta_{v_i}^*$ = durchschnittlicher volumetrischer Wassergehalt (für ein Porenvolumen, das dem Mittelpunkt der Korngrössenfraktion entspricht)

Das Verhältnis zwischen Poren- und Partikelradien wird so berechnet:

$$V_{p_i} = n_i 4\pi R_i^3 / 3 = W_i / \gamma_s \quad [4-7]$$

und

$$V_{v_i} = \pi r_i^2 h_i = (W_i / \gamma_s) e \quad [4-8]$$

Mit: V_{p_i} = Gesamtvolumen der Festkörper

R_i = durchschnittlicher Kornradius

r_i = durchschnittlicher Porenradius

h_i = Gesamtlänge der Poren

Dividiert man Gleichung [4-8] durch [4-7], erhält man:

$$r_i^2 / R_i^3 = 4n_i e / 3h_i \quad [4-9]$$

Die totale Porenlänge h_i wird noch approximiert,

$$h_i = n_i^\alpha 2R_i \Rightarrow r_i = R_i [4en_i^{(1-\alpha)}]^{1/2} \quad [4-10]$$

Mit: n_i = Anzahl sphärischer Körner in der i-ten Kornfraktion

α = Empirischer Modelparameter ($\alpha = 1.38$ (Arya & Paris, 1981))

Hat man die Porenradien r_i , lässt sich die Saugspannung mit der Kapillaritätsgleichung berechnen:

$$\psi_i = 2T_s \cos\theta / \gamma_w g r_i \quad [4-10]$$

Mit: ψ_i = Porenwasserspannung (Saugspannung)

T_s = Oberflächenspannung des Wassers

θ = Kontaktwinkel zwischen Wasser und Körner

γ_w = Raumgewicht des Wassers

g = Erdbeschleunigung

Für die Anwendung dieser Methode braucht es eine vollständige Korngrößenverteilung (Siebung und Schlämmanalyse). Die Abbildung 4.32 zeigt die nach Arya und Paris (1981) berechneten Wasserretentionskurven der Proben aus dem Dammmaterial, die Abbildungen 4.33 und 4.34 diejenigen aus den oberen bzw. unteren limnischen Ablagerungen.

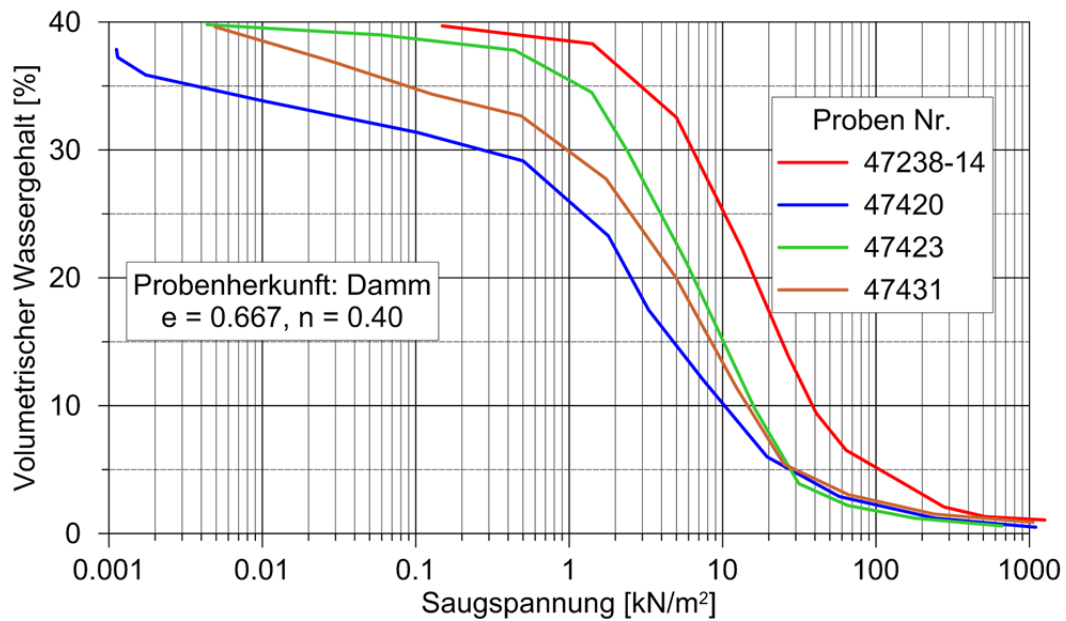


Abbildung 4.32: Wasserretentionskurven (Desorption) des Dammmaterials berechnet aus den Korngrößenverteilungen nach Arya & Paris (1981).

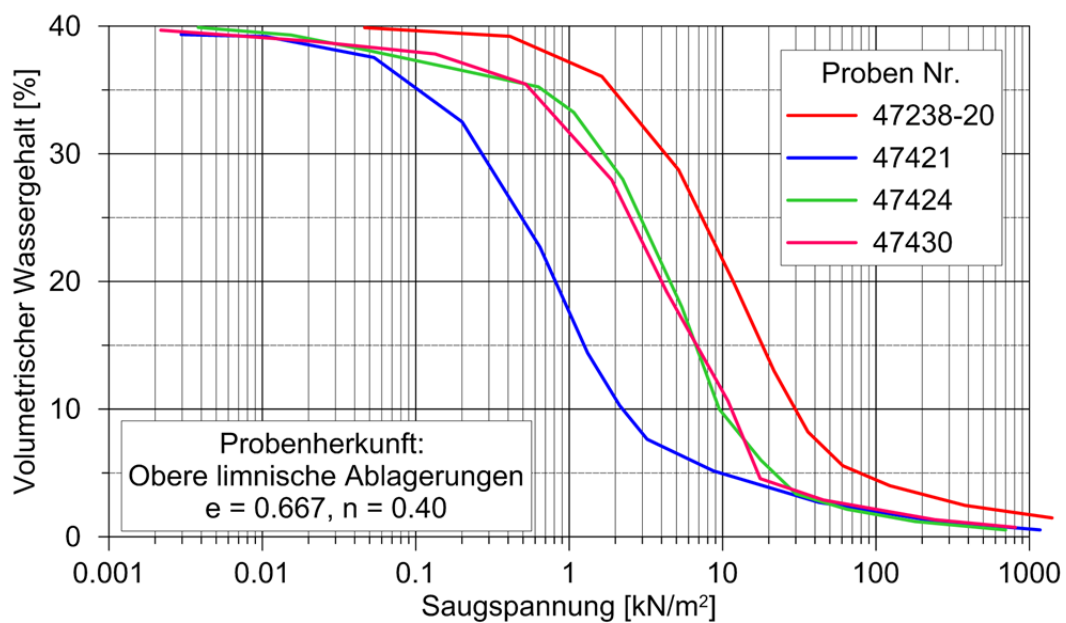


Abbildung 4.33: Wasserretentionskurven (Desorption) der oberen limnischen Ablagerungen (3 von 5 Proben) berechnet aus den Korngrößenverteilungen nach Arya & Paris (1981).

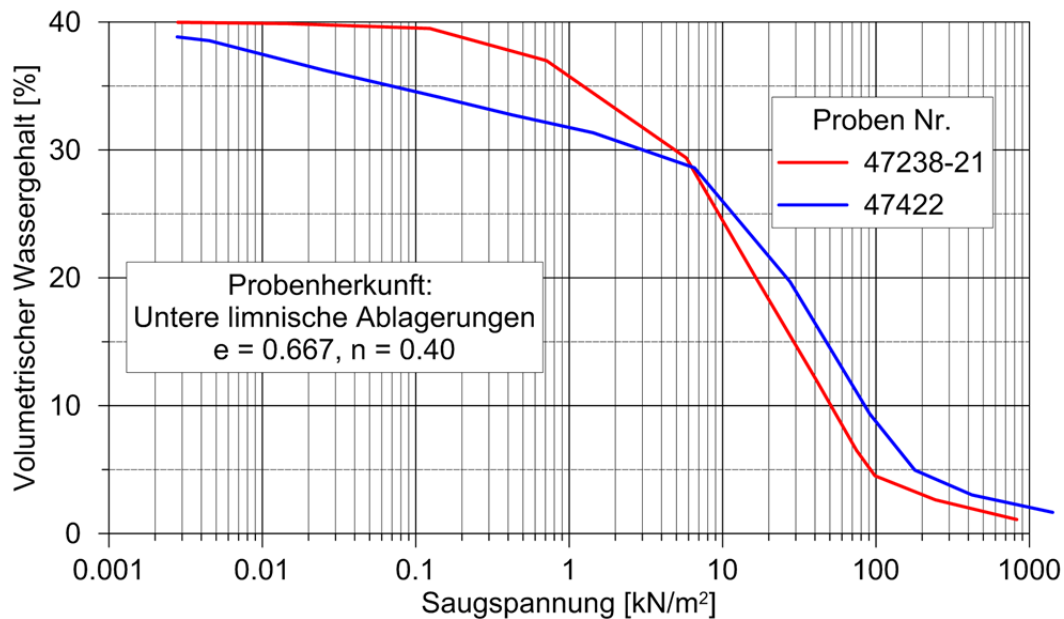


Abbildung 4.34: Wasserretentionskurven (Desorption) der unteren limnischen Ablagerungen berechnet aus den Korngrößenverteilungen nach Arya & Paris (1981).

4.3.2.2 Das "Modified Kovacs"-Modell (Aubertin et al., 1998; Aubertin et al., 2003)

Das "Modified Kovacs"-Modell, sowie das von Kovacs (1981) präsentierte Modell nehmen beide an, dass die Sättigung eines Bodens durch zwei Mechanismen verursacht wird. Sie unterscheiden zwischen der kapillaren Sättigung S_c (von Kapillarkräften verursacht) und der adhäsiven Sättigung S_a (von Adhäsionskräften verursacht). Die kapillare Sättigung wirkt vor allem bei niedriger Saugspannung, während die adhäsive Sättigung bei hoher Saugspannung wirksam ist. Beide Mechanismen wirken zusammen und in Versuchen werden beide durch Messungen erfasst. Das Modell wurde ursprünglich für körnige Böden entwickelt, wurde aber auch von Aubertin et al. (2003) für plastische Böden erweitert. Nachstehend wird nur die Version für körnige Böden behandelt.

Die Sättigung ist im "Modified Kovacs"-Modell wie folgt definiert:

$$S_r = \frac{\theta}{n} = S_c + S_a^*(1 - S_c) \quad [4-11]$$

Mit: S_r = Sättigungsgrad

θ = volumetrischer Wassergehalt

n = Porosität

S_c = kapillare Sättigung

S_a = adhäsive Sättigung

S_a^* = ein gekappter Wert der adhäsiven Sättigung S_a : $S_a^* = 1 - \langle 1 - S_a \rangle$

Mit: $\langle \rangle$ = "Macaulay brackets", $(\langle y \rangle = 0.5(y + |y|))$ für $S_a \geq 1, S_a^* = 1$,

und für $S_a < 1, S_a^* = S_a$

Die Anteile der Kapillarität und der Adhäsion werden wie folgt definiert:

$$S_c = 1 - [(h_{co}/\psi)^2 + 1]^m \exp[-m(h_{co}/\psi)^2] \quad [4-12]$$

$$S_a = a_c C_\psi \frac{(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3} (\psi/\psi_n)^{1/6}} \quad [4-13]$$

$$C_\psi = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + \psi_0/\psi_r)} \quad [4-14]$$

$$h_{co} = \frac{0.75 \cos \beta_d}{e d_{10} (1.17 \times \log(C_u) + 1)} \quad [4-15]$$

Mit: ψ = Saugspannung

$m = 1/C_u$ mit C_u = Ungleichförmigkeitszahl = d_{60}/d_{10} für grobkörnige Böden

a_c = Konstante ≈ 0.01 für grobkörnige Böden

h_{co} = äquivalente kapillare Steighöhe

β_d = Kontaktwinkel (≈ 0 für Drainagebedingungen)

$\psi_n = 1$ in der jeweiligen Einheit der Saugspannung

ψ_r = Residuale Saugspannung (für körnige Böden $\psi_r = 0.86 h_{co}^{1.2}$)

$\psi_0 = 10^7$ cm Wassersäule, bzw. 10^6 kN/m².

Zur Illustration zeigt Abbildung 4.35 die mit dem "Modified Kovacs"-Modell berechneten Wasserretentionskurven des Dammmaterials. Die Kurven stellen die Desorptionskurve für eine Porenzahl von $e = 0.667$ bzw. eine Porosität von $n = 0.40$ dar.

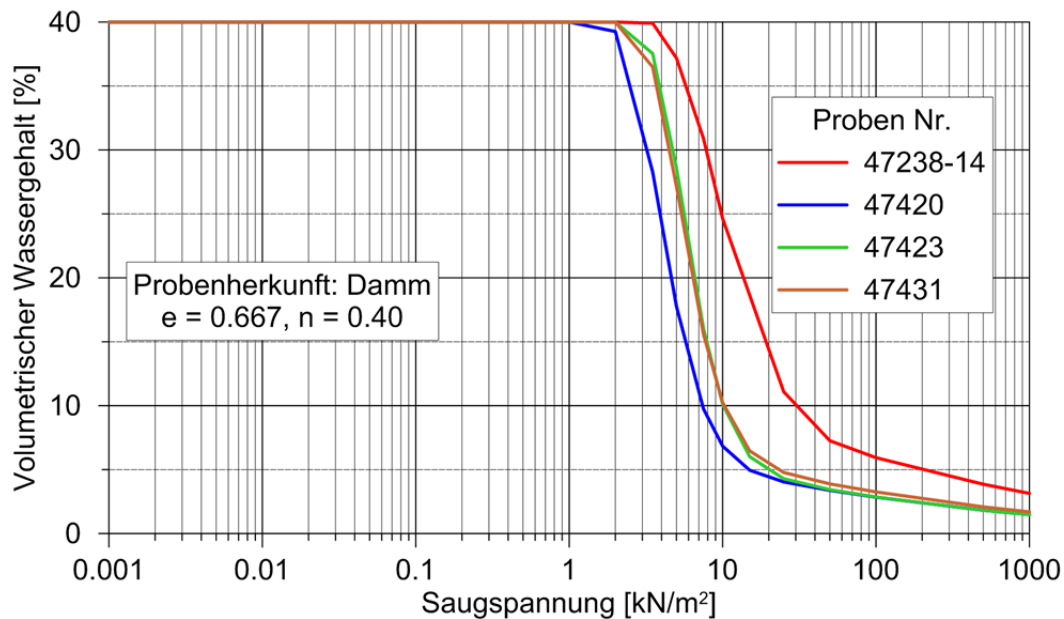


Abbildung 4.35: Wasserretentionskurven des Dammmaterials nach dem "Modified-Kovacs"-Modell (Desorptionskurve) (Aubertin et al., 1998).

Das "Modified-Kovacs"-Modell wurde durch Maqsood et al. (2012) um die Prognose der Hysterese der Wasserretentionskurve ergänzt. Das Ziel war, alle möglichen Mechanismen für die Hysterese in einem einzigen Parameter, dem Kontaktwinkel, zusammenzufassen. Dieser Kontaktwinkel wurde durch mehrere Forscher als Hauptursache für die Hysterese erkannt. Das "Modified-Kovacs"-Modell ist durch das Einsetzen eines anderen Kontaktwinkels angepasst. Für die Desorptionsseite der Wasserretentionskurve wird der Kontaktwinkel β_d zu 0° angenommen. Für die Adsorptionsseite ist er deutlich grösser und für sandige Böden kann er Werte zwischen 30° und 80° einnehmen. Basierend auf gemessenen Adsorptions- und Desorptionskurven, wird die Proportionalität zwischen h_{co} unter Adsorptions- und Desorptionsbedingungen zur Quantifikation der Hysterese verwendet:

$$h_{cod}/h_{cow} = \varepsilon. \quad [4-16]$$

Mit: h_{cod} = äquivalente kapillare Steighöhe für die Desorptionskurve

h_{cow} = äquivalente kapillare Steighöhe für die Adsorptionskurve.

Durch kombinieren der Gleichungen [4.15] und [4-16] (mit $\beta = 0^\circ$ für Drainagebedingungen) erhält man:

$$\cos \beta = 1/\varepsilon.$$

Da der Wert von h_{cod} praktisch linear mit dem Lufteintrittswert zusammenhängt (Kovacs, 1981; Aubertin et al., 1998; Aubertin et al., 2003), kann der Wert von ϵ durch Vergleich des Lufteintrittswerts ψ_a (Saugspannung, bei der die Sättigung der grössten Poren abzunehmen beginnt auf der Desorptionskurve) mit ψ_{st} (Saugspannung, bei der das Wasser das ganze

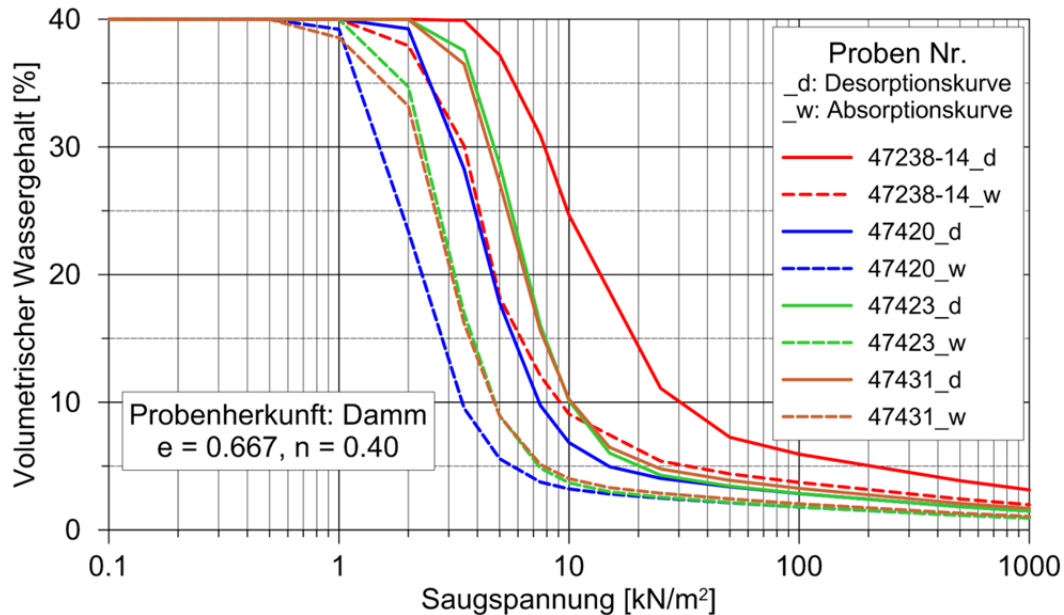


Abbildung 4.36: Wasserretentionskurven (Desorption und Absorption) des Dammmaterials nach dem "Modified Kovacs mit Hysterese"-Modell (Maqsoud et al., 2012).

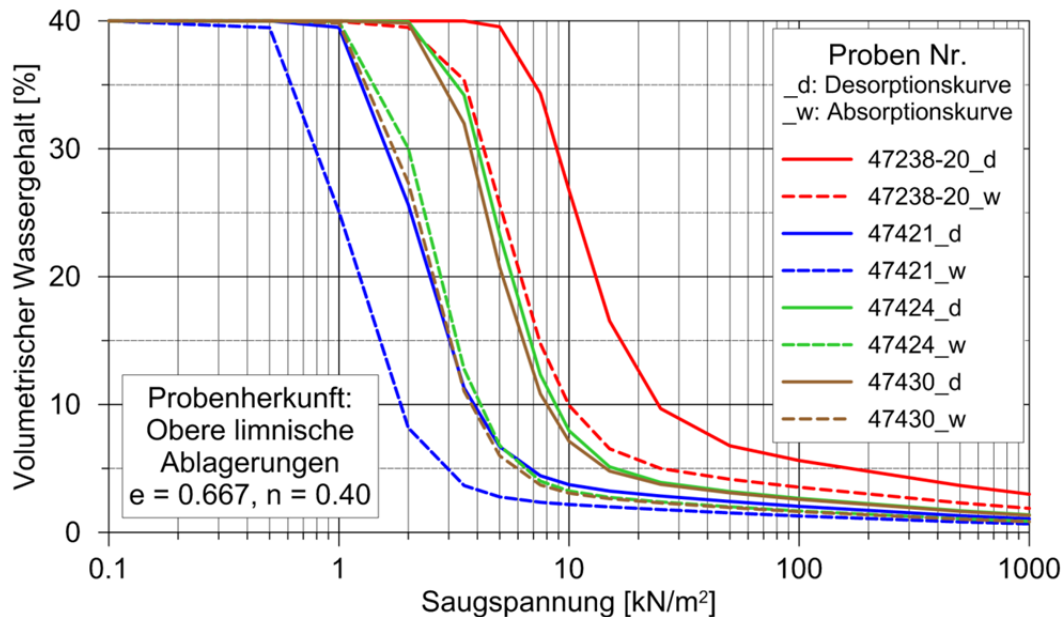


Abbildung 4.37: Wasserretentionskurven (Desorption und Absorption) der oberen limnischen Ablagerungen (4 Proben) nach dem "Modified Kovacs mit Hysterese"-Modell (Maqsoud et al., 2012).

Porenvolum (ohne Lufteinschlüsse) gefüllt hat) bestimmt werden. Basierend auf typischen Werten aus der Literatur für körnige Böden kann gezeigt werden, dass das Verhältnis

$\psi_a/\psi_{st} = \varepsilon$ nah bei 2 liegt. Daraus folgt, dass der Winkel β in der Absorptionsphase den Wert von $\approx 60^\circ$ einnimmt.

Somit ist die im "Modified Kovacs mit Hysterese"-Modell verwendete äquivalente Steighöhe die gleiche wie für das "Modified Kovacs"-Modell mit der Ausnahme, dass der Kontaktwinkel für die Adsorptionskurve mit 60° eingesetzt wird. Dieser Wert wird auch durch Messungen an sandigen Böden bestätigt. Alle anderen Gleichungen für die Berechnung der Wasserretentionskurven bleiben unverändert. Die Abbildung 4.36 zeigt die berechneten Desorptionskurven (siehe auch Abbildung 4.35) und die Absorptionskurven des Dammmaterials nach dem "Modified Kovacs mit Hysterese"-Modell. Die Wasserretentionskurven der oberen und unteren limnischen Ablagerungen sind in den Abbildungen 4.37 und 4.38 dargestellt.

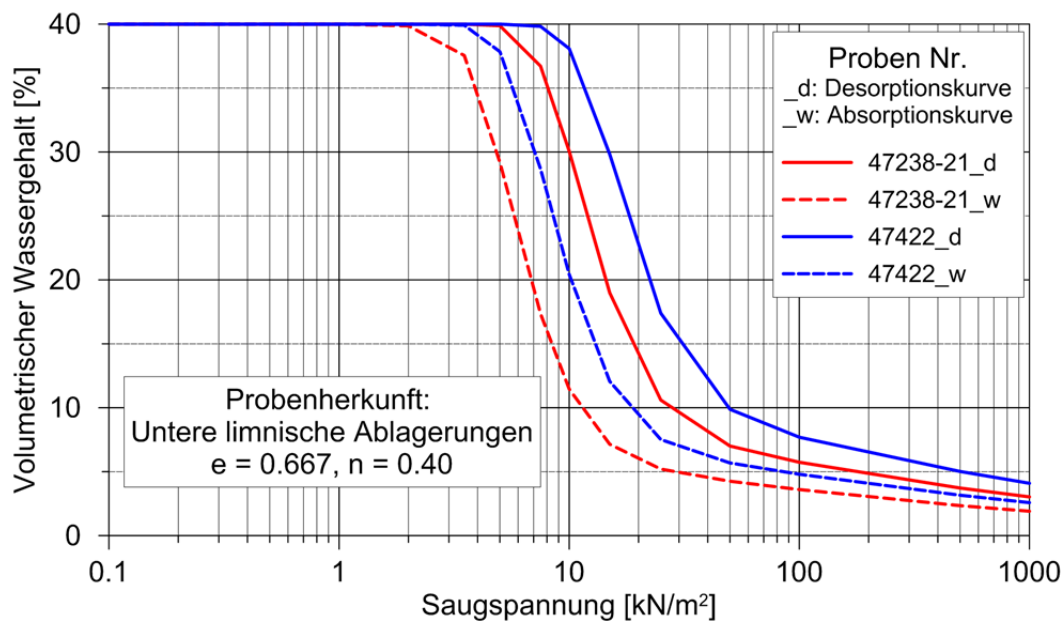


Abbildung 4.38: Wasserretentionskurven (Desorption und Absorption) der unteren limnischen Ablagerungen nach dem "Modified Kovacs mit Hysterese"-Modell (Maqsoud et al., 2012).

4.4 Vergleich zwischen Feldmessungen, Labormessungen und Prognosen mit Hilfe der Korngrößenverteilungen.

Im Rahmen dieser Arbeit konnten die Wasserretentionskurven sowohl in situ als auch im Labor gemessen werden. Zusätzlich wurden die Wasserretentionskurven auf Grund der Korngrößenverteilungskurven mit zwei unterschiedlichen Verfahren abgeschätzt. Die Resultate der verschiedenen Methoden sollen nachfolgend verglichen werden. Dazu wurden sowohl die Feld- als auch die Labormessungen mit der Gleichung von Fredlund und Xing (Fredlund & Xing, 1994) angenähert. Damit konnten die Wasserretentionskurven auch für den Bereich mit hoher Saugspannung und tiefen Wassergehalten trotz fehlenden Messpunkten fundiert angenähert werden. Die mit Hilfe der Gleichung nach Fredlund & Xing angenäherten Feldwasserretentionskurven sind in Abbildung 4.39 dargestellt. Die Resultate an der

4.4 Vergleich zwischen Feldmessungen, Labormessungen und Prognosen mit Hilfe der Korngrößenverteilungen.

Messstelle B (TSM 2/ESM 2.6 und TSM 2/TDR 4) weichen deutlich von den restlichen Resultaten ab und wurden für die Bestimmung der Bandbreite der Feldmessungen (grau dargestellt) nicht berücksichtigt. Dieses Band gilt als Basis für den Vergleich der Feldmessungen mit den Laborresultaten und mit der auf den Korngrößenverteilungen ruhenden Prognosen. Bei diesen Prognosen sind nur noch 7 nahstehende Wasserretentionskurven dargestellt. Die Resultate der Probe Nr. 47238-14, die aus dem Einbau des EnviroSmart-Rohrs 2 stammt, werden mit den Resultaten an der Messstelle B separat verglichen (Abbildung 4.45).

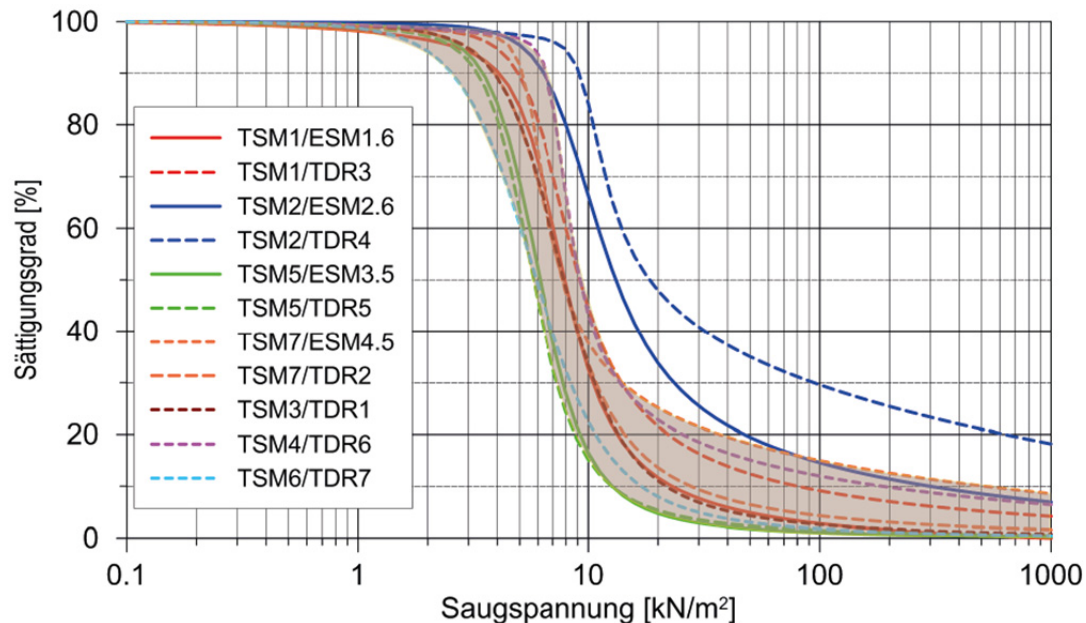


Abbildung 4.39: Zusammenstellung aller Feld-Wasserretentionskurven mit gekennzeichneter Bandbreite der Messresultate.

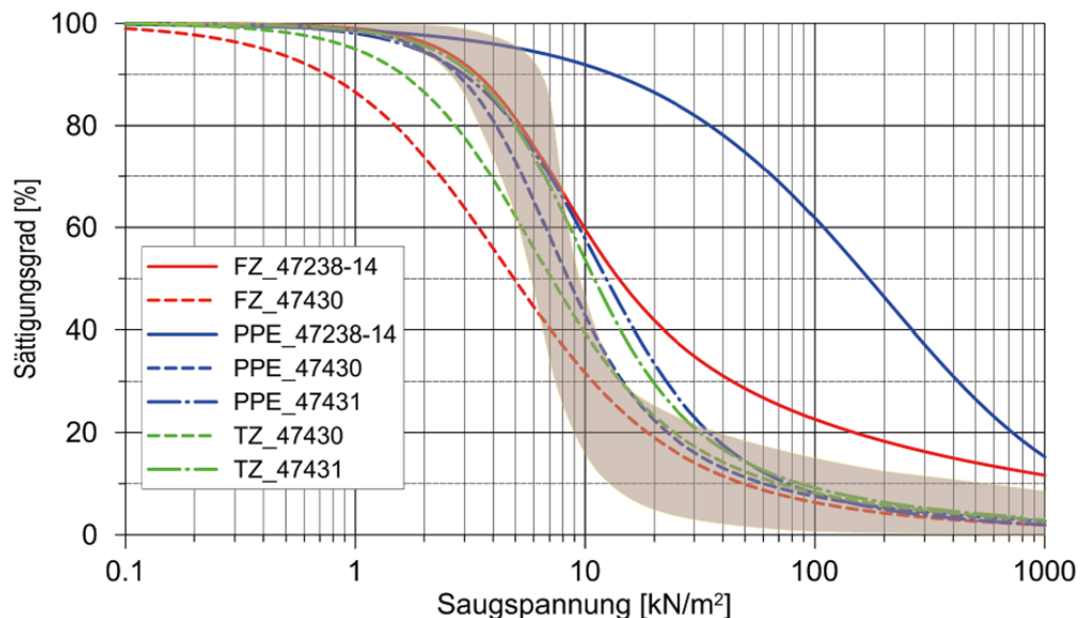


Abbildung 4.40: Vergleich der Laborresultate mit dem Streuband der Feldresultate.

In der Abbildung 4.40 sind die Resultate der Laborversuche zusammen mit dem Band der Feldversuche dargestellt. Die Laborkurven sind flacher und gestreckter als die im Feldversuch bestimmten Kurven. Die in der Fredlund-Zelle bestimmte Desorptionskurve der Probe 47238-14 liegt innerhalb vom Band der Feldversuche für eine Saugspannung kleiner als ca. 8 kN/m^2 , und setzt sich über dem Band bei höheren Saugspannungen fort. Die Kurve der Probe 47430 ist dagegen im Band bei höheren Saugspannungen und unter dem Band ab einer Saugspannung von ca. $6 \div 7 \text{ kN/m}^2$. Die anderen Kurven liegen näher am Band, die Kurve der Probe 47430 aus den *Pressure Plate Extractor* liegt ganz innerhalb des Streubandes.

Die Abbildung 4.41 vergleicht die im Labor gemessenen Wasserretentionskurven mit dem Streuband der nach Arya & Paris (1981) berechneten Wasserretentionskurven ($e = 0.82$, $n = 0.45$). Zwei Laborkurven (Probe 47430 aus der Fredlund - Zelle und der Tempe – Zelle) liegen ganz im Streuband, vier andere liegen nur im oberen Bereich (ab $S_r \cong 80 \%$) leicht über dem Streuband. Einzig die Resultate der Probe 47238-14 liegen ausserhalb des Streubandes. Aus diesem Vergleich kann geschlossen werden, dass die Methode nach Arya & Paris (1981) für die Prognose von Laborwasserretentionskurven solcher Böden geeignet ist. Bei einer Anwendung dieser Resultate in einem Projekt ist Vorsicht geboten. Im Unterschied zu den Feldbedingungen sind die Drainagebedingungen im Labor hauptsächlich ein-dimensional, das Wasser fließt nur vertikal, während im Feld ein drei-dimensionaler Zustand herrscht. Wie diese Untersuchungen zeigen, weichen die im Labor gemessenen oder nach der Methode von Arya & Paris (1981) bestimmten Wasserretentionskurven von den in situ gemessenen Wasserretentionskurven deutlich ab und sollen nicht direkt für die praktische Anwendung verwendet werden.

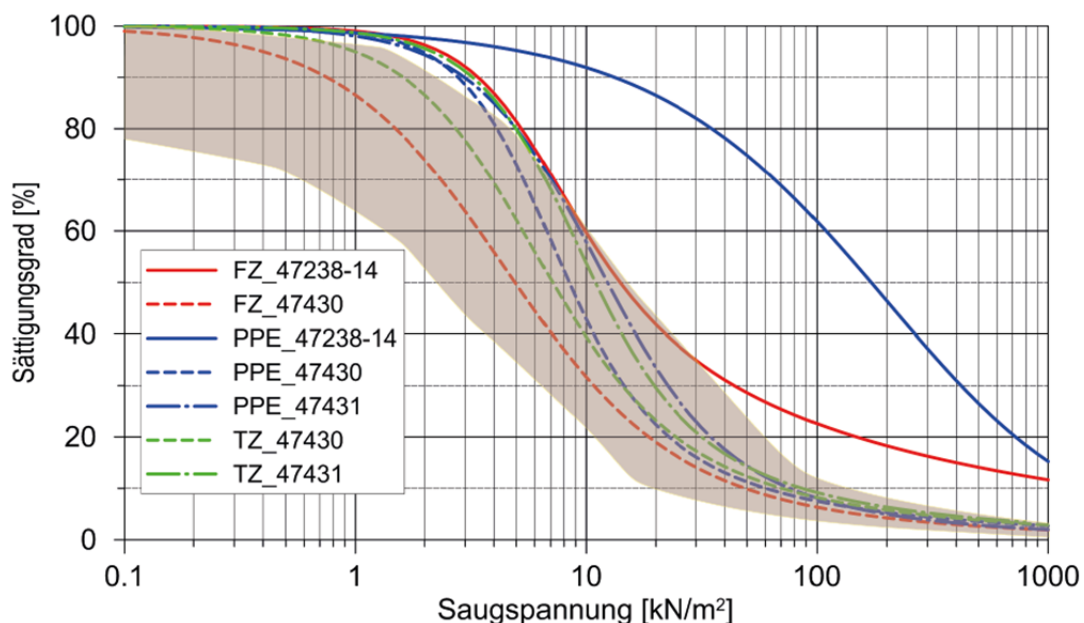


Abbildung 4.41: Vergleich der Laborresultate mit dem Streuband der nach Arya & Paris (1981) berechneten Wasserretentionskurven ($e = 0.82$).

4.4 Vergleich zwischen Feldmessungen, Labormessungen und Prognosen mit Hilfe der Korngrößenverteilungen.

Die mit dem Modell nach Arya & Paris berechneten Kurven (Abbildung 4.42) für eine Porenzahl von $e = 0.667$ bzw. für eine Porosität von $n = 0.4$ stimmen nur im Bereich höherer Saugspannungen mit den Resultaten der Feldversuche überein. Ab einer Saugspannung von ca. 7 kN/m^2 liegen die Kurven unterhalb des Bandes mit Ausnahme der Proben 47238-20 und 47238-21, die höher liegen und das Band bei einer Saugspannung zwischen 4.5 und 9 kN/m^2 durchkreuzen.

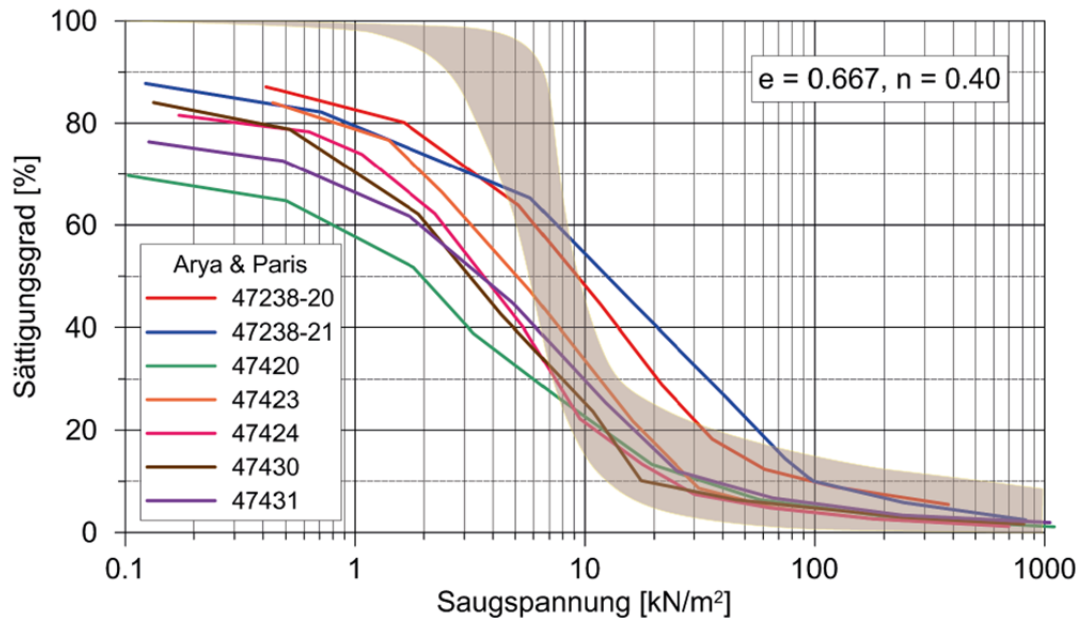


Abbildung 4.42: Vergleich der nach Arya & Paris (1981) berechneten Wasserretentionskurven mit dem Streuband der Feldresultate.

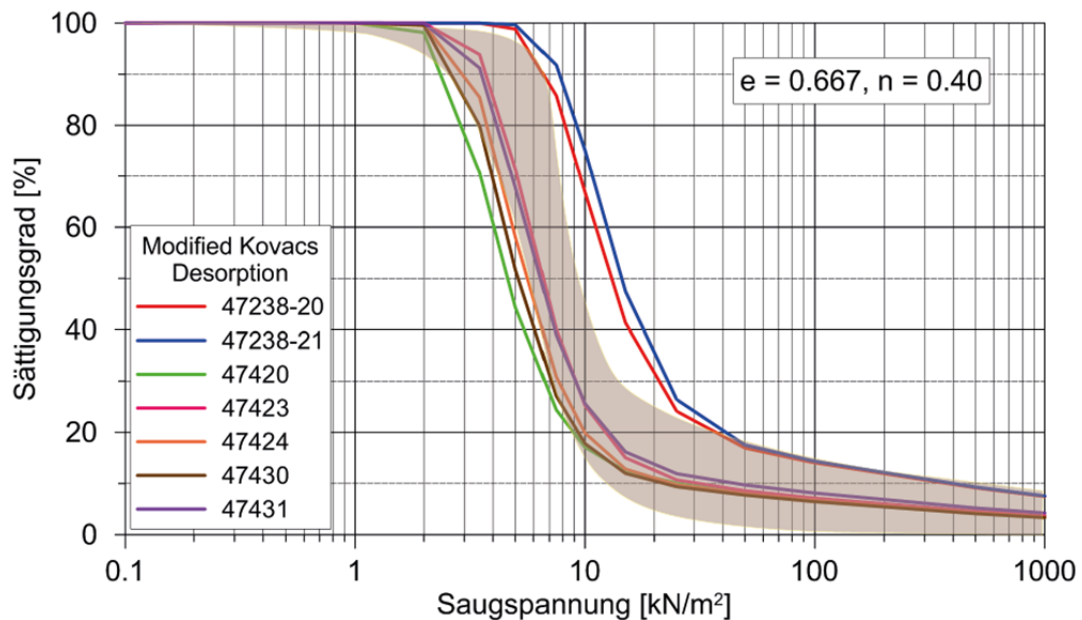


Abbildung 4.43: Vergleich der nach "Modified Kovacs mit Hysterese" (Maqsoud et al., 2012) berechneten Wasserretentionskurven (Desorptionskurven) mit dem Streuband der Feldresultate.

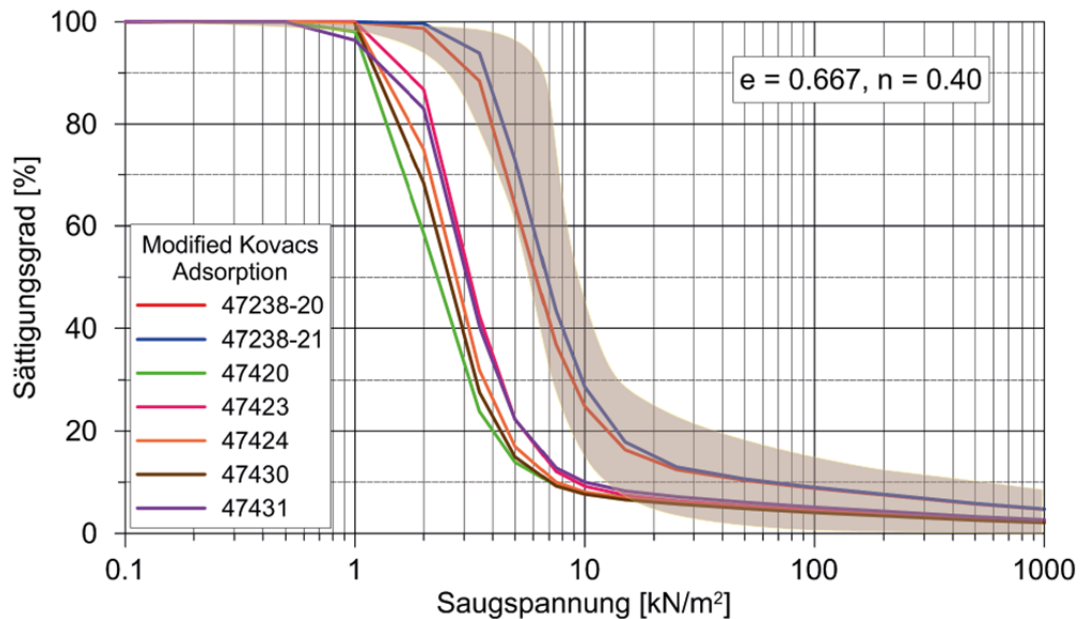


Abbildung 4.44: Vergleich der nach "Modified Kovacs mit Hysterese" (Maqsoud et al., 2012) berechneten Wasserretentionskurven (Adsorptionskurven) mit dem Streuband der Feldresultate.

Bei den mit der "Modified Kovacs"-Methode berechneten Kurven fällt die gute Übereinstimmung des Kurvenverlaufs mit den Feldmessungen auf. Die Desorptionskurven der feineren Proben 47238-20 und 47238-21 liegen leicht über dem Band (Abbildung 4.43) während die restlichen Kurven an der unteren Grenze bis leicht unter dem Band zu liegen kommen. Die Adsorptionskurven (Maqsoud et al., 2012) liegen ihrerseits mit Ausnahme der Proben 47238-20 und 47238-21 deutlich unter dem Streuband (Abbildung 4.44). Die feineren Proben liegen beide vollständig im Streuband.

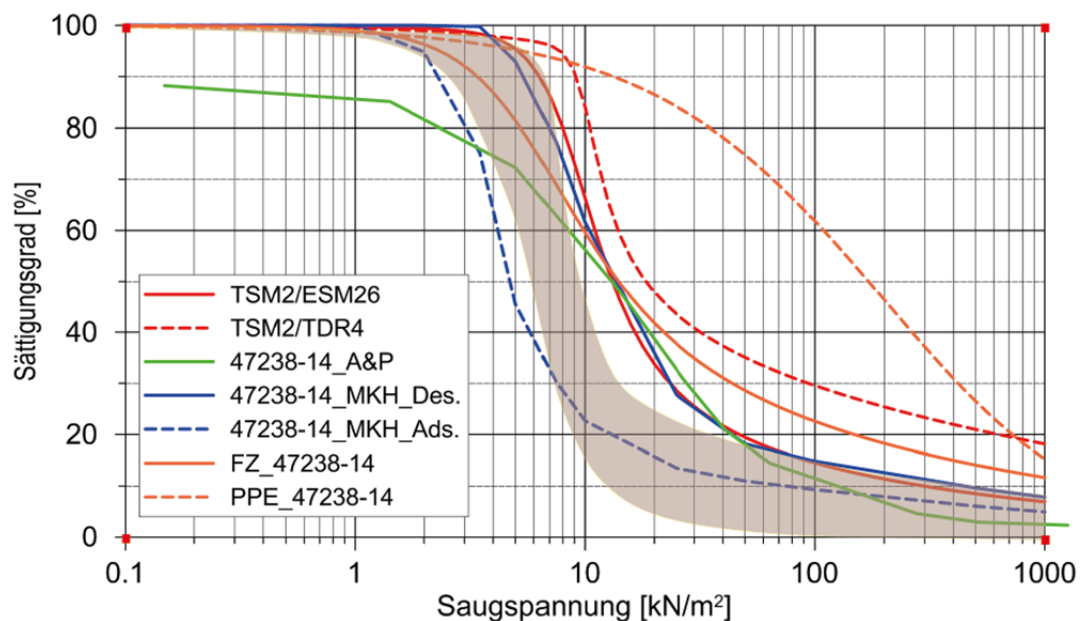


Abbildung 4.45: Vergleich der Wasserretentionskurven für die Messstelle B und die Probe Nr. 47238-14 mit dem Streuband der Feldresultate.

Die Resultate der Messstelle B (TSM 2, ESM 2 und TDR 4) und der aus dem ESM-Rohr 2 stammenden Probe 47238-14 sind noch in Abbildung 4.45 separat dargestellt. Mit Ausnahme der berechneten Adsorptionskurve liegen die Kurven über dem Streuband der Feldwasserretentionskurven. Im Vergleich zu den anderen Proben des Dammmaterials ist die Probe deutlich feiner, so dass bei diesem Material höhere Saugspannungen erwartet werden können. Da die Feldwasserretentionskurven eine ähnliche Tendenz zeigen, muss daraus geschlossen werden, dass in dieser Zone des Dammes feineres Material eingebaut worden ist.

Der Vergleich der gemessenen bzw. berechneten Wasserretentionskurven zeigt, dass die mit der "Modified Kovacs"-Methode (Aubertin et al., 1998; Aubertin et al., 2003) bestimmten Wasserretentionskurven am nächsten bei den gemessenen Kurven liegen. Bei den an der unteren Grenze des Streubandes liegenden Proben ist die Probe 47420 gröber im oberen Bereich der Korngrössenverteilung, während die Proben 47424 und 47431 ein grösseres d_{10} -Korn aufweisen. Somit ist ihre Position am unteren Rand des Streubandes erklärbar. Die berechneten Kurven decken aber die ganze Bandbreite der gemessenen Wasserretentionskurven ab. Auf Grund dieser Resultate kann die "Modified Kovacs"-Methode zur Prognose der Wasserretentionskurve der untersuchten Materialien empfohlen werden.

Die Laborresultate geben eine wenig gute Übereinstimmung mit den Feldresultaten. Die Versuche sind sehr aufwendig und lieferten mit der verwendeten Apparatur zu wenig Messpunkte bei geringer Saugspannung. Neben den schon erwähnten Unterschieden bei den Drainagebedingungen liegt ein anderer Grund für die festgestellte Abweichung darin, dass die Versuche an aufbereiteten Proben durchgeführt werden mussten. Der Einfluss der Struktur eines Bodens auf sein Verhalten ist in Burland (1990) am Beispiel von natürlichen Tonen ausführlich behandelt. Ist die Entnahme von ungestörten Proben nicht möglich, wird die im Feld vorhandene Struktur (aus Einbau, Alterung, usw.) bei der Probenvorbereitung völlig zerstört. Die Gefahr besteht, dass die Laborresultate für die Prognose des Verhaltens der "natürlichen" Böden nicht mehr repräsentativ sind.

Die "Arya & Paris"-Methode (Arya & Paris, 1981) hat die grösste Abweichung gegenüber den Feldresultaten und kann für die Prognose der Wasserretentionskurven in situ für diese Materialien nicht empfohlen werden.

4.5 Bestimmung der gesättigten und ungesättigten Durchlässigkeit

Der Durchlässigkeitsbeiwert k [m/s] ist der massgebende Parameter für alle Durchflussprobleme sowohl in gesättigten als auch in ungesättigten Böden. Der Durchfluss ist mit dem Durchlässigkeitsbeiwert durch das Gesetz von Darcy (1856) gekoppelt. Da der k -Wert eine grosse Variabilität aufweist, braucht es zahlreiche Daten, um diesen zuverlässig charakterisieren zu können. Der k -Wert kann entweder im Labor oder im Feld gemessen werden. Die Bestimmung des k -Werts im Feld ist aber aufwendig, kosten- und zeitintensiv. Bei den Laborversuchen liegen die Schwierigkeiten in der Beschaffung von möglichst ungestörten repräsentativen Proben, in der Wahl der geeigneten Versuchsmethode und in der korrekten Durchführung und Interpretation der Versuche. Chapuis (2012) in seinem Überblick über die

Voraussage der Durchlässigkeit gesättigter Böden listet nicht weniger als 14 mögliche Fehler bei der Messung des Durchlässigkeitsbeiwerts im Labor. Die Messung des Durchlässigkeitsbeiwerts, sei es im Labor oder im Feld, ist aufwendig und infolge der möglichen vielen Fehlerquellen nicht immer zufriedenstellend.

Das ist der Grund dafür, dass einfache Methoden für die Abschätzung, sowohl der gesättigten als der ungesättigten Durchlässigkeit schon vom Anfang der Bodenmechanik an entwickelt wurden. Diese Methoden benützen zur Prognose des k -Wertes einfach zu bestimmende Bodenkennwerte wie die Porenzahl e , die Korngrößenverteilungskurve und die Atterberggrenzen; Werte, die routinemässig und wirtschaftlich für jedes Projekt bestimmt werden.

Im Rahmen dieses Projekt konnten keine Durchlässigkeitsversuche im Feld gemacht werden und es wurde auch keine ungestörte Probe entnommen. Deshalb sollen die notwendigen Kenntnisse über die Durchlässigkeit mit Hilfe der Klassifikationsresultate bestimmt werden.

4.5.1 Prognose des gesättigten Durchlässigkeitsbeiwerts

Die verschiedenen Methoden zur Prognose der gesättigten Durchlässigkeitsbeiwerte wurden von Chapuis (2012) dargestellt und anhand von hochqualitativen Durchlässigkeitsversuchen an vollständig gesättigten Proben im Labor evaluiert. Unter den Methoden zur Prognose des Durchlässigkeitsbeiwerts nicht-plastischer Böden werden hier die Methoden nach Hazen (1911), Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1956) und Chapuis (2012) kurz dargestellt.

- Die Gleichung von Hazen (1911)

Die Durchlässigkeit von sauberem Sand oder Kies wird oft nach Hazen (1911) abgeschätzt. Diese Methode gibt den Durchlässigkeitsbeiwert als Funktion des Korndurchmessers bei 10 % Gewichtsfraktion d_{10} . Die gebräuchliche empirische Formel lautet: $k \text{ (cm/s)} = C_H \cdot d_{10}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$ mit $C_H = 100$ im Normalfall. Der empirische Koeffizient C_H nimmt aber in der Literatur Werte zwischen 1 bis 1000 an (Carrier, 2003). Zudem ist die Gültigkeit auf losen Böden (Porenzahl e nah bei e_{\max}), auf einer Ungleichförmigkeitszahl $c_u < 5$ und einem Korndurchmesser $0.1 < d_{10} < 3.0 \text{ mm}$ beschränkt. Trotz dieser Einschränkungen, wohl aber dank ihrer Einfachheit, konnte sich diese Formel über die Jahre hinweg durchsetzen und wird immer noch für eine erste Abschätzung der Durchlässigkeit vieler Böden in der Praxis verwendet.

- Die Methode nach Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1956)

In 2003 wurden zwei unabhängige Publikationen (Chapuis & Aubertin, 2003a) und (Carrier, 2003) über die Methode nach Kozeny-Carman veröffentlicht. Chapuis und Aubertin zeigten anhand von Durchlässigkeitsversuchen (siehe auch Chapuis & Aubertin (2003b)), dass die Methode zur Prognose des Durchlässigkeitsbeiwerts natürlicher Böden geeignet ist. Die Autoren empfehlen ihre Verwendung wie auch Carrier, der sie als Alternative zur Hazen-Formel vorschlägt.

Die semiempirische, semitheoretische Kozeny-Carman-Gleichung entstand nach unabhängigen Arbeiten von Kozeny (1927) und Carman (1956) zur Prognose der Durchlässigkeit von porösen Medien. Als Basis für die Prognose des Durchlässigkeitsbeiwerts benützt die Kozeny-Carman-Methode die vollständige Korngrößenverteilung (Siebung und Schlämmanalyse) des Bodens. Die Methode ist in Carrier (2003) ausführlich dargestellt:

$$k_{sat} = (\gamma_w / \mu) \left(1 / C_{K-C} \right) \left(1 / S_0^2 \right) \left[e^3 / (1 + e) \right] \quad [4-17]$$

wo:

k_{sat} = Durchlässigkeitsbeiwert bei 100 % Sättigung,

γ_w = Raumgewicht des Wassers,

μ = Viskosität des Wassers,

C_{K-C} = empirischer Koeffizient nach Kozeny-Carman,

S_0 = spezifische Oberfläche pro Volumeneinheit der Partikel (1/cm)

e = Porenzahl.

Der Koeffizient C_{K-C} wird im allgemein mit $C_{K-C} = 5$ in Rechnung gesetzt.

Mitchel (Mitchell, 1993) setzt das Produkt $k_0 \times T^2$ mit k_0 : Porenformfaktor und T : Tortuositätsfaktor in die obere Gleichung anstelle von C_{K-C} ein. Er gibt für ein k_0 einen Wert von ca. 2.5 und für T einen Wert von ca. $\sqrt{2}$ ein. Somit hat der Ausdruck $k_0 \times T^2$ den gleichen Wert wie der üblich in Rechnung gesetzte Koeffizient C_{K-C} .

Die spezifische Oberfläche von Böden (in m^2/g) wird in der Geotechnik kaum gemessen, sie kann aber mit Hilfe der Kornverteilung geschätzt werden. Bei einem aus gleichmässigen Kugeln bestehenden Boden ergibt sich:

$$S_o = (\pi D^2) / [(\pi D^3 / 6)] \quad [4-18]$$

wo:

D = Kugeldurchmesser.

Besteht der Boden aus ungleichmässigen Kugeln kann ein effektiver Durchmesser mit Hilfe der Korngrößenverteilung des Bodens berechnet werden.

$$D_{eff} = 100\% / \left[\sum (f_i / D_{ave\ i}) \right] \quad [4-19]$$

wo: f_i = Fraktion der Körner zwischen zwei Siebdurchmessern, grösser $[l]$ und kleiner $[s]$

$$D_{ave\ i} = D_{li}^{0.5} \times D_{si}^{0.5} = \text{mittlere Korngrösse zwischen zwei Sieböffnungen (cm)}$$

Es folgt:

$$S_0 = 6 / D_{eff} \quad [4-20]$$

Zur Berücksichtigung der Kantigkeit der einzelnen Körner wird noch ein Formfaktor SF (shape factor) eingeführt:

$$S_0 = SF / D_{eff} \quad [4-21]$$

Durch Einsetzen ergibt sich folgende Gleichung für den gesättigten Durchlässigkeitsbeiwert:

$$k = 1.99 \times 10^4 \left(100\% / \left\{ \sum [f_i / (D_{li}^{0.5} \times D_{si}^{0.5})] \right\} \right)^2 (1/SF^2) \times [e^3 / (1 + e)] \quad [4-22]$$

Carrier (2003) schlägt noch folgende Verbesserung vor:

$$k = 1.99 \times 10^4 \left(100\% / \left\{ \sum [f_i / (D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595})] \right\} \right)^2 (1/SF^2) \times [e^3 / (1 + e)] \quad [4-23]$$

Mit Hilfe der vollständigen Korngrössenverteilung (Siebung und Schlämmanalyse) kann mit dieser Formel der Durchlässigkeitsbeiwert berechnet werden.

Gemäss Chapuis (Chapuis, 2012) gibt die Kozeny-Carman-Formel einen Durchlässigkeitsbeiwert, der zwischen einem Drittel und dem dreifachen Wert eines in hoch qualitativen Versuchen im Labor an vollständig gesättigten Proben bestimmten k-Wert liegt. Chapuis zählt diese Methode zu den empfohlenen Methoden und empfiehlt sie auch für feinkörnige Böden, wenn die spezifische Oberfläche bekannt ist.

Die mit dieser Formel berechneten k-Werte sind für alle Laborproben (ausser Labor Nr. 47429, wegen fehlender Schlämmanalyse) und für drei verschiedene Porenzahlen in der Tabelle 4.6 zusammengefasst.

- Die Formel von Chapuis (2004)

Durch Korrelation der Werte von $(d_{10})^2 e^3 / (1+e)$ mit den gemessenen k-Werten an homogenisierten, vollständig gesättigten Proben in hochqualitativen Versuchen im Labor entwickelte Chapuis (Chapuis, 2004) folgende Formel für die Bestimmung des k-Wertes:

$$k(\text{cm/s}) = 2.4622 [d_{10}^2 e^3 / (1 + e)]^{0.7825} \quad [4-24]$$

Diese Formel gilt für natürliche Böden (kein gebrochenes Material), für $0.003 \leq d_{10}$ (mm) und $0.3 \leq e \leq 1$. Die mit dieser Formel bestimmten k-Werte für die Laborproben sind zum Vergleich ebenfalls in der Tabelle 4.6 enthalten.

Tabelle 4.6: Zusammenstellung der Durchlässigkeitsbeiwerte nach Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1956) und Chapuis (2004)

Methode	Kozeny-Carman, SF = 7.4			Chapuis (2004)			
Labor Nr.	k-Wert	k-Wert	k-Wert	d ₁₀	k-Wert	k-Wert	k-Wert
	·10 ⁻⁶ [m/s]	·10 ⁻⁶ [m/s]	·10 ⁻⁶ [m/s]	[mm]	·10 ⁻⁶ [m/s]	·10 ⁻⁶ [m/s]	·10 ⁻⁶ [m/s]
	n = 0.35	n = 0.40	n = 0.45		n = 0.35	n = 0.40	n = 0.45
	e = 0.538	e = 0.667	e = 0.818		e = 0.538	e = 0.667	e = 0.818
47238-14	9.75	17.1	29.0	0.019	8.32	12.9	19.5
47238-20	12.3	21.6	36.6	0.02	9.01	14.0	21.1
47238-21	8.3	14.5	24.7	0.02	9.01	14.0	21.1
47420	27.8	48.7	82.5	0.05	37.8	58.6	88.6
47421	50.9	89.1	151	0.075	72.1	112	169
47422	4.59	8.04	13.6	0.013	4.82	7.47	11.3
47423	26.3	46.1	78.1	0.055	43.8	67.9	103
47424	30.7	53.9	91.3	0.059	49.0	76.0	115
47425	26.1	45.8	77.5	0.048	35.5	55.0	83.1
47426	14.3	25.1	42.5	0.021	9.87	15.3	23.1
47427	18.3	32.0	54.2	0.028	15.3	23.7	35.8
47428	49.3	86.4	146	0.067	59.8	92.7	140
47430	37.9	66.5	113	0.061	51.6	80.1	121
47431	29.6	51.9	88.0	0.043	29.9	46.3	70.0

4.5.2 Indirekte Methoden zur Prognose der ungesättigten Durchlässigkeitsfunktion

Die Messung der ungesättigten Durchlässigkeitsfunktion, sei es im Feld oder im Labor, ist wie die Messung der Wasserretentionskurve aufwendig, zeit- und kostenintensiv.

Im Rahmen dieser Arbeit konnten neben den zwei Durchlässigkeitsversuchen nach der "*multi-step-outflow*" Methode in der Tempe-Zelle keine zusätzlichen Versuche durchgeführt werden. Die verschiedenen erhältlichen Methoden für die Messung des ungesättigten Durchlässigkeitsbeiwertes sind in der Studie "Measuring unsaturated hydraulic conductivity in the laboratory and in the field" (Benson & Gribb, 1997) ausführlich behandelt. Nicht weniger als 14 verschiedene Methoden (10 Labor- und 4 Feldmethoden) der Durchlässigkeitsbestimmung sind in dieser Publikation beschrieben. Die "*multi-step-outflow method*" (z.B. in der Tempe-Zelle) gehört zu den empfohlenen Labormethoden. Die vier untersuchten Feldmethoden mit Preisen von 1'000 \$ ÷ 15'000 \$ pro Kurve oder 1'500 \$ pro Punkt fallen schon nur aus Kostengründen für die meisten Projekte ausser Betracht.

Viele Forschungsarbeiten wurden deswegen der Prognose einer ungesättigten Durchlässigkeitsfunktion mit Hilfe der Korngrössenverteilung oder der Wasserretentionskurve gewidmet. Die Prognosemethoden können in 4 Kategorien unterteilt werden (Fredlund et al., 2012): die empirischen Modelle, z.B. (Brooks & Corey, 1996), die statistischen Modelle, z.B. (Burdine, 1953), (Mualem, 1976), (van Genuchten, 1980), (Fredlund et al., 1994), die Korrelationsmodelle z. B. (Leong & Rahardjo, 1997) und die Regressionsmodelle z. B. (Gardner, 1958).

Die Modelle von (Fredlund et al., 1994) und (van Genuchten, 1980) zählen zu den bedeutendsten und stehen auch im verwendeten FE-Programm GeoStudio zur Verfügung. Sie werden nachstehend näher vorgestellt.

- Das Modell von Fredlund et al. (1994)

Fredlund et al. (1994) kombinieren die Gleichung von Fredlund & Xing (1994) für die Wasserretentionskurve mit dem physischen Modell von Childs & Collis-George (1950) zur Berechnung der Wasserdurchlässigkeitsfunktion. Unabhängige Durchlässigkeitsfunktionen für die Desorptions- und die Adsorptionsteile der Wasserretentionskurve können durch numerische Integration entlang der Wasserretentionskurve berechnet werden. Die Gleichung für die Durchlässigkeitsfunktion lautet:

$$k(\theta) = k_s \int_{\theta_L}^{\theta} \frac{\theta - x}{\psi^2(x)} dx \bigg/ \int_{\theta_L}^{\theta_s} \frac{\theta_s - x}{\psi^2(x)} dx \quad [4-25]$$

Mit: ψ = Saugspannung als Funktion des volumetrischen Wassergehalts θ

x = Integrationsvariabel

θ = volumetrischer Wassergehalt

k_s = Durchlässigkeitsbeiwert bei voller Sättigung

θ_s = volumetrischer Wassergehalt bei voller Sättigung ($S_r = 1$)

θ_L = untere Grenze des volumetrischen Wassergehalts.

Um numerische Probleme zu vermeiden, wird die Integration auf einer logarithmischen Skala durchgeführt, folgende Formel wird dann bevorzugt:

$$k_r(\psi) = \int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy \bigg/ \int_{\ln(\psi_{AEV})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy \quad [4-26]$$

Mit: $k_r(\psi)$ = relative Durchlässigkeit = $k(\psi)/k_s$

b = obere Grenze der Integration [z.B. $\ln(10^6)$]

y = Integrationsvariable

ψ_{AEV} = Lufteintrittswert

θ' = Ableitung der Wasserretentionskurve

e = Eulerzahl (2.718).

und

$$\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{\{\ln[e + (\psi/a_f)^{n_f}]\}^{m_f}} \quad [4-27]$$

Mit: e = Eulerzahl (2.718)

a_f = Inflexionspunkt bezüglich des Lufteintrittswerts des Bodens

n_f = Parameter, der die Neigung der Wasserretentionskurve am Inflexionspunkt kontrolliert

m_f = Parameter bezüglich des Restwassergehalts

$C(\psi)$ = eine Korrekturfunktion definiert als:

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + 10^6/\psi_r)} \quad [4-28]$$

Mit: ψ_r = Konstante bezüglich der Saugspannung beim Restwassergehalt θ_r ,

Für die Anwendung dieses Modells müssen also die Wasserretentionskurve und die gesättigte Durchlässigkeit vorgängig bekannt sein.

- Das Modell von van Genuchten (1980)

Die van Genuchten-Gleichung für die Wasserretentionskurve wird mit der Integrationsgleichung für die Durchlässigkeitsfunktion von Mualem (1976) kombiniert. Die Durchlässigkeitsfunktion lässt sich dann mit folgender Gleichung bestimmen:

$$k_r(\psi) = \frac{\{1 - (a_{vm}\psi)^{n_{vm}-1} [1 + (a_{vm}\psi)^{n_{vm}}]^{-m_{vn}}\}^2}{[1 + (a_{vm}\psi)^{n_{vm}}]^{0.5}} \quad [4-29]$$

Mit: $k_r(\psi)$ = relative Durchlässigkeit = $k(\psi)/k_s$

a_{vm}, n_{vm}, m_{vn} = "fitting"-Parameter für die Wasserretentionskurve mit $m_{vn} = 1 - 1/n_{vm}$.

Ähnlich wie beim Modell von Fredlund et al. (1994), müssen für die Anwendung des Modells von van Genuchten die Wasserretentionskurve und die gesättigte Durchlässigkeit vorgängig bekannt sein.

Beide Modelle sind im Programmpaket GeoStudio implementiert. Bei Eingabe der Wasserretentionskurve, des Durchlässigkeitsbeiwerts bei voller Sättigung und des Restwassergehalts berechnet das Programm die Funktion des ungesättigten Durchlässigkeitsbeiwerts.

Die Resultate beider Methoden für die Probe Nr. 47238-20 sind in der Abbildung 4.46 dargestellt.

Bis zu einer Saugspannung von ungefähr 35 kN/m² liegen beide Kurven relativ nah beieinander, bei höheren Saugspannungen nimmt der Durchlässigkeitsfaktor nach van Genuchten viel schneller ab. Die Resultate beider Methoden sollen noch mit den in den Tempe-Zellen bestimmten ungesättigten Durchlässigkeiten verglichen werden.

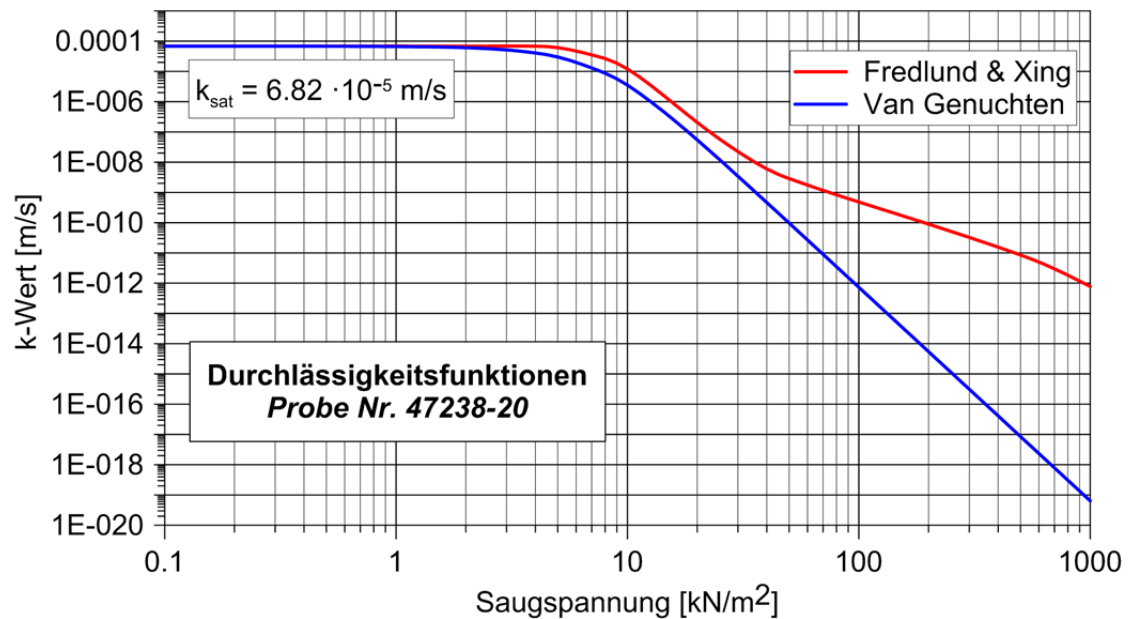


Abbildung 4.46: Durchlässigkeitsfunktionen der Probe Nr. 47238-20.

Für die Prognose der Durchlässigkeitsfunktion der Proben Nr. 47430 und Nr. 47431 (siehe 4.1.4) wurde in einem ersten Schritt der gesättigte Durchlässigkeitsbeiwert mit Hilfe der Kozeny-Carman Methode (Kozeny, 1927; Carman, 1956) berechnet. Dieser Wert dient mit der, zur Probe gehörenden Wasserretentionskurve (nach der Modified Kovacs Methode (Aubertin et al., 2003; Maqsoud et al., 2012) gerechnet) und dem Restwassergehalt als Eingangsparmeter für die Berechnung der Funktion der ungesättigten Durchlässigkeit. Die Berechnungen werden im Programm SEEP/W durchgeführt. Es sind für die Berechnungen die gleichen Porenzahlen bzw. Porositäten wie im Labor eingesetzt worden.

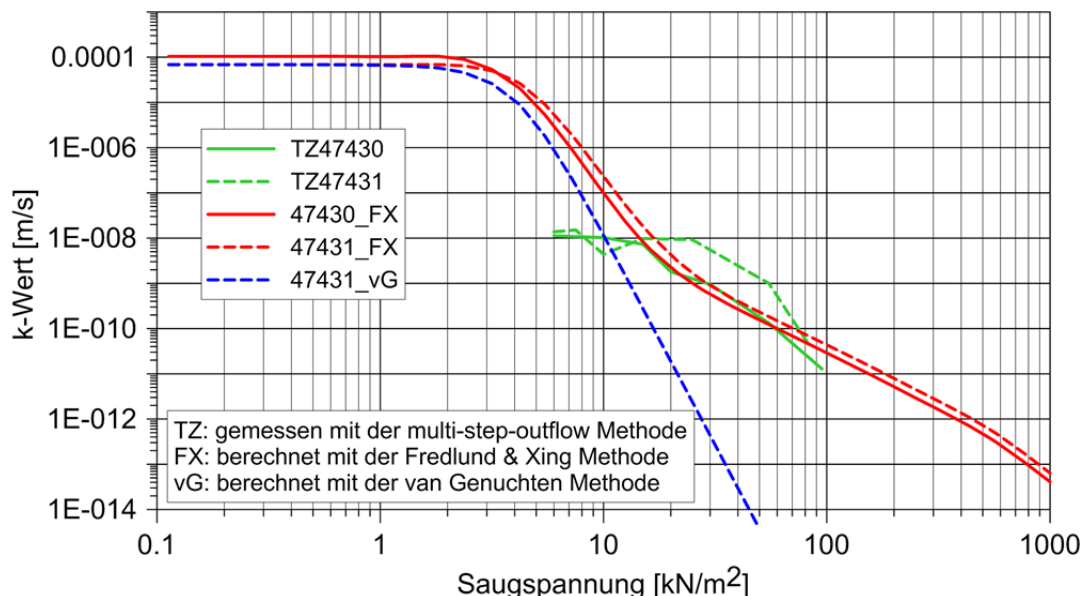


Abbildung 4.47: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Durchlässigkeitsfunktionen der Proben Nr. 47430 und Nr. 47431.

Die Berechnungsergebnisse sind zusammen mit den Laborresultaten in der Abbildung 4.47 dargestellt. Die Laborresultate liegen nah an den Fredlund & Xing (1994) Kurven und obwohl bei nur zwei Versuchen keine allgemeingültige Aussage gemacht werden kann, scheint die Berechnung nach der Fredlund & Xing Methode (1994) gute Resultate zu liefern. Diese Methode wird für die Berechnung der Durchlässigkeitsfunktion für die numerischen Berechnungen verwendet.

4.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Mit den Messresultaten des Feldversuches konnten 11 Feld-Wasserretentionskurven bestimmt werden. Die Kurven liegen in einem relativ engen Band zusammen. Einzig die Resultate an der Messstelle B weichen von den anderen ab und liegen deutlich über dem Streuband der Wasserretentionskurven. Das gleiche Verhalten wurde auch in den Laborversuchen an der Probe aus dieser Zone (EnviroSmart 2) festgestellt. Eine Hysterese zwischen Desorptions- und Absorptionskurven, wie sie in beiden Laborversuchen festgestellt wurde, ist anhand der Feldmessungen nicht feststellbar. Mit Hilfe der Korngrößenverteilungen wurden Wasserretentionskurven nach zwei unterschiedlichen Methoden bestimmt. Die Resultate der "Modified-Kovacs"-Methode stimmen am besten mit den Feld-Wasserretentionskurven überein, während die Resultate der Methode nach Arya & Paris (1981) besser mit den Laborwasserretentionskurven übereinstimmen. Im Hinblick auf die numerische Modellierung sind noch die Durchlässigkeitsbeiwerte nach Kozeny-Carman und nach Chapuis bestimmt worden. Die ungesättigten Durchlässigkeitsbeiwerte sind anschliessend nach Fredlund & Xing (1994) sowie nach van Genuchten (1980) berechnet worden. Dabei hat sich gezeigt, dass die erste Methode eine bessere Übereinstimmung mit den Laborresultaten ergibt.

5 Numerische Modellierung

5.1 Einleitung

Im Rahmen dieser Arbeit sind Wasserretentionskurven in Feld- und Laborversuchen gemessen und mit Hilfe der Kornverteilungskurven berechnet worden, die als Eingangsparameter für eine numerische Modellierung des Feldversuchs mit der Methode der Finiten Elemente dienen sollen. Zur rechnerischen Analyse des Feldversuches wird das Modul SEEP/W des Programmpakets GeoStudio 2012, Release November 2012, verwendet (GEO-SLOPE International Ltd., 2012). Die während dem Versuch erzeugten Wasserstandsänderungen sollen modelliert und die Antwort des Dammes im Modell mit den Feldmessungen verglichen werden. Da die beobachteten Auswirkungen der Witterung (Regenfälle und Beregnungsversuche) begrenzt waren, wird auf die Modellierung der Witterung vorerst verzichtet.

5.2 Software und Stoffgesetze

Das Programm SEEP/W erlaubt die 2-dimensionale Berechnung im ebenen Dehnungszustand von stationären und instationären Strömungsberechnungen in gesättigten und ungesättigten Böden. Dabei folgt die Wasserströmung durch den gesättigten und auch den ungesättigten Boden dem Gesetz von Darcy: $v = k i$. Das Gesetz wurde für gesättigte Böden entwickelt, es konnte aber gezeigt werden (Childs & Collis-George, 1950), dass es für die Wasserströmung durch ungesättigte Böden gültig bleibt. Der Unterschied besteht darin, dass der Durchlässigkeitsbeiwert nicht mehr konstant ist, sondern eine Funktion des Wassergehaltes, bzw. der Porenwasserspannung im Boden.

Das Programm SEEP/W erlaubt die Definition von hydraulischen Randbedingungsfunktionen, wie, z. B., die Wasserspiegelhöhe in Funktion der Zeit. Theoretisch wäre es möglich, den ganzen Feldversuch mit einer solchen Funktion zu modellieren. Um Probleme mit der Konvergenz der Berechnungen zu vermeiden, muss die Länge eines Berechnungsschrittes, u. a. dem Grad der Belastungsänderung angepasst werden; je grösser die Belastungsänderung, umso kleiner muss der Berechnungsschritt gewählt werden. Für diese Berechnungen wurde jeder Zustand des Wasserspiegels in der Zelle (Wasserspiegelerhöhung, -absenkung, konstanter Wasserspiegel und kein Wasser) in einer eigenen Analyse definiert. Somit war es möglich, eine spezifische Berechnungsschrittlänge für jede Analyse zu definieren. Diese werden sukzessiv gelöst, wobei die Resultate der vorherigen Analyse (Parent) den Anfangszustand der nächsten Analyse (Child) darstellen.

Die Berechnungsergebnisse können in Form von Konturdiagrammen für einen bestimmten Zeitpunkt oder einzelne Werte an den Knoten in zeitabhängigen Diagrammen dargestellt werden.

5.3 FE-Netz und Randbedingungen

5.3.1 Geometrie und Geologie

Die Geometrie und der geologische Aufbau des Dammes und des Untergrundes entsprechen der in der Abbildung 3.12 angegebenen Geologie des Versuchsquerschnittes. Der untersuchte Abschnitt hat eine Gesamtlänge von 80 m und eine Tiefe von ca. 22 m ab O.K.-Terrain. Die Modellunterkante entspricht einer Höhe von 620 müM in der Natur. Die Unterkante der 11 m langen Spundwand liegt bei 14.85 m Höhe (Abbildung 5.1). Der Wasserspiegel wurde in einer Höhe von 19 m angenommen (Abbildung 5.3). Diese Höhe entspricht der mittleren Höhe des Grundwassers während dem Feldversuch, wie sie vom Piezometer 1 unter der Zelle gemessen wurde (Abbildung 3.21).

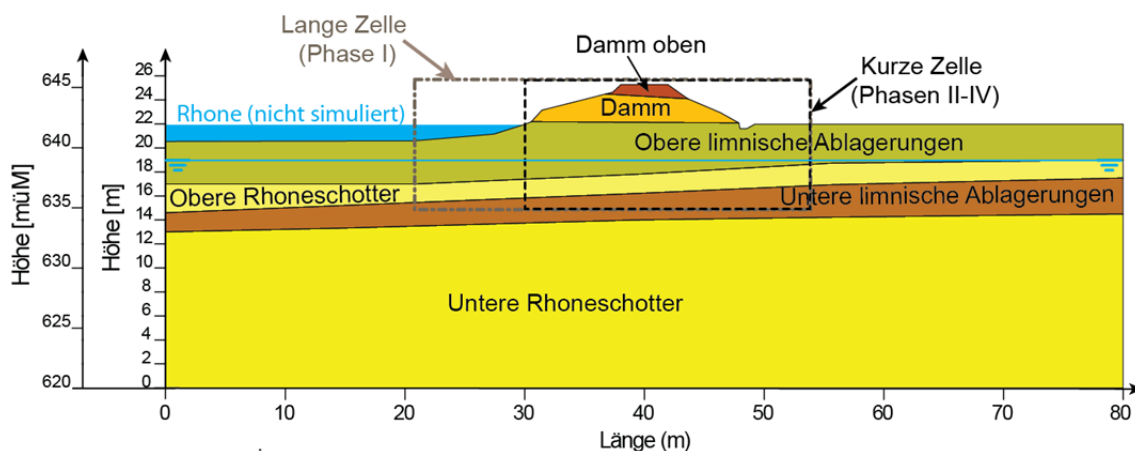


Abbildung 5.1: Geometrie und Geologie des FE-Modells.

5.3.2 Diskretisierung

Ein unstrukturiertes FE-Netz für die Berechnungen wird vom Programm unter Verwendung einer globalen Elementgröße (Approximative Global Element Size) von ca. 0.8 m generiert. Verwendet wurden sowohl viereckige als auch dreieckige Elemente. Das Programm SEEP/W verwendet standardmässig Dreieckelemente mit 6 Knoten und Viereckelemente mit 4 Knoten mit jeweils 4 Integrationspunkten für die Viereckelemente und 3 Integrationspunkten für die Dreieckelemente. Die Spundwand wurde als Linienelement modelliert (Abbildung 5.2). Durch Ein- und Ausschalten eines Kontaktelements zwischen Spundwand und Boden kann das Linienelement wahlweise undurchlässig oder durchlässig gemacht werden. Die Spundwand auf der Flussseite ist sowohl für die lange als auch für die verkürzte Zelle modelliert. In der Phase I (lange Zelle) wird die äussere Wand undurchlässig gemacht, in den späteren Phasen ist die innere Wand undurchlässig, während die Äussere durchlässig wird. Dank dieser Möglichkeit musste das Netz nach der Verkürzung der Zelle nicht neu generiert werden.

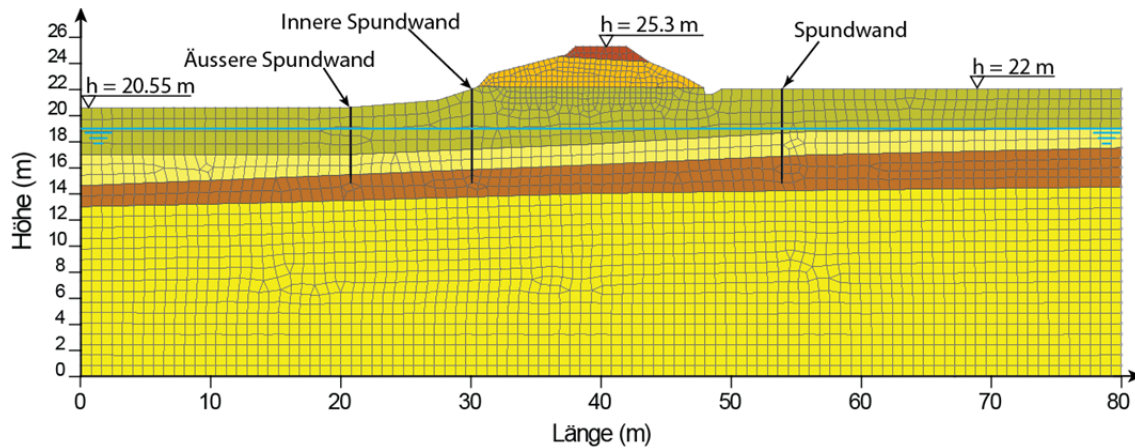


Abbildung 5.2: FE-Netz des untersuchten Modells.

5.3.3 Randbedingungen

Für die Strömungsberechnungen sind folgende hydraulische Randbedingungen definiert worden. An den Netzgrenzen links und rechts (grüne Punkte in Abbildung 5.3) ist eine konstante Höhe des Grundwassers angesetzt. Die Druckhöhe beträgt an jedem Punkt $h = 19$ m, das Wasser kann durch beide Netzgrenzen fließen, der Wasserdruck bleibt aber konstant. Für die Eingabe des variierenden Zellenwasserstandes wird eine Randbedingung entlang der wasserseitigen Dammoberfläche definiert (rote Punkte in der Abbildung 5.3), an der die Druckhöhe in Funktion der Zeit definiert wird. Zur Modellierung von Regen wird entlang der berechneten Dammoberfläche eine Strömung in mm/s definiert. Die Undurchlässigkeit der Spundwand wird durch Einschalten von Interface-Elementen mit einer sowohl tangentialen als auch normalen Durchlässigkeit von 0 m/s modelliert. Die eingeschalteten Interface-Elemente erscheinen in Weiss in der Abbildung 5.3.

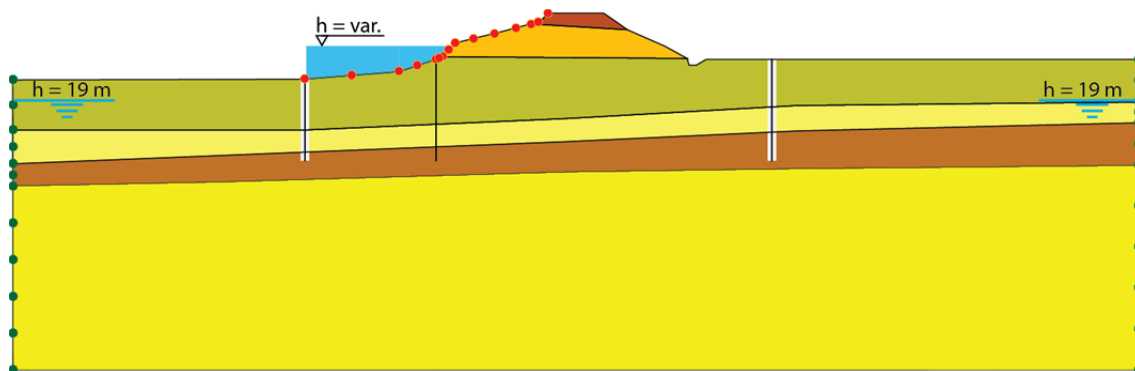


Abbildung 5.3: Modellskizze mit den hydraulischen Randbedingungen (Phase I).

5.3.4 Materialparameter

Das Programm SEEP/W verfügt über drei verschiedene Bodenmodelle: das "gesättigt-ungesättigt" Modell, das "nur gesättigt" Modell sowie das Interface Modell. Für das "gesättigt-ungesättigt" Modell müssen die Wasserretentionskurve und die Funktion der Durchläss-

sigkeit mit dem Verhältnis der vertikalen zur horizontalen Durchlässigkeit k_v/k_h für jede Schicht definiert werden. Dies betrifft das Dammmaterial (oberer und unterer Teil), sowie die oberen und die unteren limnischen Ablagerungen. Schichten, die permanent unter dem Grundwasserspiegel liegen, können mit dem "nur-gesättigt" Modell berechnet werden. In diesem Fall genügt die Eingabe der gesättigten Durchlässigkeit mit dem Verhältnis k_v/k_h und des Sättigungswassergehalts. Die oberen und die unteren Rhoneschotter wurden entsprechend modelliert. Die verwendeten Bodenparameter sind in der Tabelle 5.1 zusammengefasst.

5.3.4.1 Porenzahl, Porosität

Wichtige Modelleigenschaft für die Strömungsberechnung ist die Porenzahl, bzw. die Porosität des Bodens (Casini et al., 2013). Bei einem gesättigten Boden ist der volumetrische Sättigungswassergehalt gleich der Porosität. Dieser Parameter wurde auf Grund der Resultate der Feldmessungen gewählt. Die gemessenen volumetrischen Sättigungswassergehalte variieren zwischen $\theta_s = 34 \%$ (ESM 3.5) und $\theta_s = 43.6 \%$ (TDR 2). Wenn man die Extremwerte bei 35 und 43 % nicht berücksichtigt, liegt der mittlere volumetrische Sättigungswassergehalt bei $\bar{\theta}_s = 40.3 \%$. Für das Dammmaterial, die oberen und die unteren limnischen Ablagerungen wurde ein Wert von $\theta_s = 40 \%$ (entspricht $n = 0.4$ und $e = 0.667$) angenommen. Für die Rhoneschotter ist ein Wert von $\theta_s = 35 \%$ ($n = 0.35$ und $e = 0.538$) eingesetzt worden.

5.3.4.2 Wasserretentionskurve

Die Wasserretentionskurven für das Dammmaterial sind auf Grund der Resultate der Feldmessungen gewählt worden. Die Berechnungen erfolgten mit drei unterschiedlichen Kurven. Basierend auf ihrer Lage im Streuband der Feld-Wasserretentionskurve wurden je eine im oberen (TSM 1/TDR 3), im mittleren (TSM 3/TDR 1) und im unteren (TSM 6/TDR 7) Bereich des Streubandes gewählt (Tabelle 5.1). Für den oberen Teil des Dammes und für die limnischen Ablagerungen sind Wasserretentionskurven verwendet worden, die nach der Modified Kovacs Methode an einer Probe der jeweiligen Schicht bestimmten wurden.

5.3.4.3 Durchlässigkeit

Für die numerische Modellierung des Feldversuchs sind die Durchlässigkeiten des Dammes und der oberen limnischen Ablagerungen massgebend. Die Rhoneschotter sind deutlich durchlässiger, so dass der Druckabbau in den Schotterschichten sehr gering ist. Im Rahmen des Feldversuches wurde kein Versuch zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts in situ durchgeführt (siehe Abschnitt 4.3.4). Im Labor wurden die k -Werte von zwei gestörten Proben (eine Probe aus dem Damm und eine Probe aus den oberen limnischen Ablagerungen) in zwei Oedometerversuchen bestimmt (siehe Tabelle 4.2). Diese Daten genügten nicht für die Festlegung der Durchlässigkeit der verschiedenen Böden für die numerischen Berechnungen und es wurde folgende Vorgehensweise angewandt:

- Die gesättigten Durchlässigkeiten des Dammkörpers, der oberen und der unteren limnischen Ablagerungen wurden auf Grund der Korngrößenverteilungen nach Kozeny-Carman (Kozeny, 1927, Carman, 1956) berechnet.
- Für die Durchlässigkeiten der oberen und unteren Rhoneschotter wurde ein Wert von $k = 1.0 \cdot 10^{-3}$ [m/s] angenommen. Der gleiche Durchlässigkeitsbeiwert wurde als Anfangswert für den oberen Damnteil.
- Die rechnerische Bestimmung der Funktionen der ungesättigten Durchlässigkeit jeder Schicht erfolgte im Programm SEEP/W mit Hilfe der jeweiligen Wasserretentionskurve unter Berücksichtigung der im Abschnitt 5.3.4.1 angegebenen Porenzahlen oder Porositäten und der Restwassergehalte.
- Für die oberen limnischen Ablagerungen wurde auf Grund der Entstehungsgeschichte dieser Schicht eine Anisotropie der Durchlässigkeit in horizontaler und in vertikaler Richtung ($k_v < k_h$) berücksichtigt. Für das Dammmaterial wurde auf Grund des Bauverfahrens ein Verhältnis von $k_v / k_h = 1$ angenommen. Der gleiche Wert wurde auch für die Schichten unterhalb der oberen limnischen Ablagerungen eingesetzt, weil die Strömung innerhalb der Versuchszelle in diesem Bereich praktisch nur vertikal stattfinden kann.
- Die ersten numerischen Berechnungen erfolgten mit den oben definierten Durchlässigkeitsbeiwerten.

Durch den Vergleich der volumetrischen Wassergehaltsmessungen im Feld mit den rechnerisch bestimmten volumetrischen Wassergehalten konnten die k -Werte und das k_v/k_h – Verhältnis in der oberen limnischen Ablagerungen anschliessend kalibriert werden. Der Durchlässigkeitsbeiwert des oberen Damnteils wurde zu $k = 8 \cdot 10^{-4}$ [m/s] angepasst und die Anisotropie der k -Werte in den oberen limnischen Ablagerungen zu $k_v / k_h = 0.2$ festgesetzt.

Die angenommenen Werte der gesättigten Durchlässigkeit sind in Tabelle 5.1 enthalten.

Tabelle 5.1: Zusammenstellung der Bodenkennwerte für die Modellierung.

Schicht	Wasserretentionskurven	e	n	k_v -Wert	k_v/k_h
		[-]	[-]	[m/s]	[-]
Oberer Damm	Probe Nr. 47426	0.667	0.4	$1.0 \cdot 10^{-3}$	1
Damm	TSM1/TDR3, TSM3/TDR1, TSM6/TDR7	0.667	0.4	$3.0 \cdot 10^{-5}$	1
Obere limnische Ablagerungen	47238-20	0.667	0.4	$2.16 \cdot 10^{-5}$	0.2
Untere limnische Ablagerungen	47238-21	0.667	0.4	$1.45 \cdot 10^{-5}$	1
Rhoneschotter	(nur gesättigt)	0.54	0.35	$1.0 \cdot 10^{-3}$	1

5.4 Resultate der numerischen Modellierung des Feldversuches

Das Ziel dieser Modellierung ist die Berechnung der Dammantwort unter wiederholter Hochwasserbelastung und wechselnder Witterung. Gestützt auf die Resultate der Feldmessungen, die einen geringen Einfluss der Niederschläge auf den Wassergehalt im Damminnenen zeigten, wurde in einer ersten Berechnungsphase die Dammbelastung auf den wiederholten Wasserspiegelschwankungen begrenzt. Der Belastungsverlauf zusammen mit den gemessenen Zellenwasserständen ist in Abbildung 5.4 dargestellt. Die ersten 8 Tage des Feldversuches (Testbetrieb) wurden nicht modelliert.

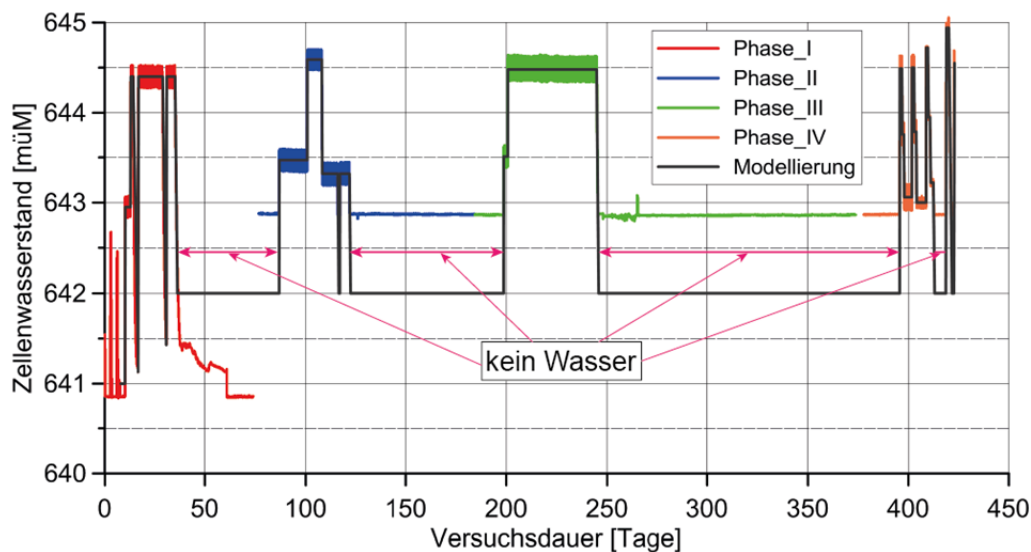


Abbildung 5.4: Gemessener (in Farbe) und modellierter Zellenwasserstand.

Das Dammverhalten im Verlauf des Versuches wird in den nachstehenden Abbildungen mit Konturdiagrammen des volumetrischen Wassergehalts in der Zone der Versuchszelle illustriert. Der Ausgangszustand wurde mit einer stationären Berechnung bei einem angenommenen Zellenwasserspiegel von 641 m³M modelliert. Das resultierende Konturdiagramm ist in der Abbildung 5.5 zu sehen. Die folgenden Abbildungen zeigen einen Ausschnitt des modellierten Gebietes in der Nähe der Versuchszelle.

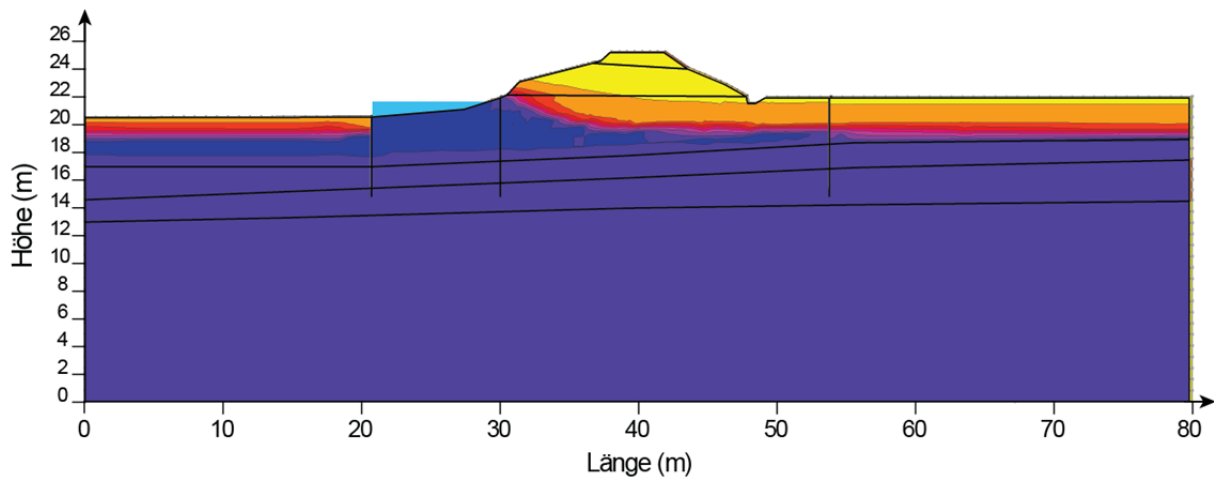


Abbildung 5.5: Volumetrischer Wassergehalt am Versuchsstart, Zellenwasserspiegel bei $h = 21$ m (641 müM).

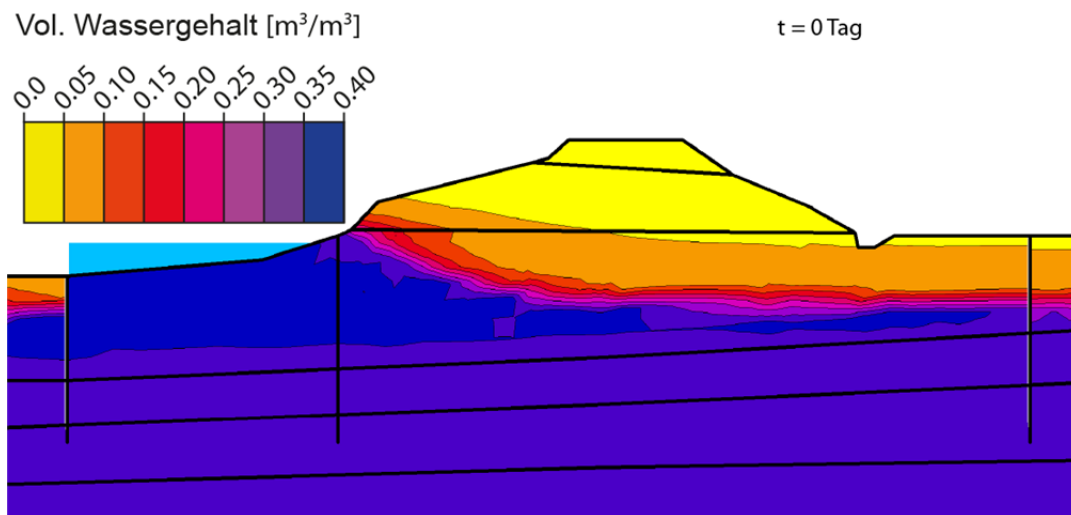


Abbildung 5.6: Volumetrischer Wassergehalt am Versuchsstart (Ausschnitt aus Abbildung 5.5).

Auffallend ist der niedrige volumetrische Wassergehalt ($\theta = 0$ bis 5 %) des Dammmaterials, er entspricht den am Anfang des Versuches getroffenen Verhältnissen am Ort. Beim Einbau von ESM 2 wurde sogar trockener Boden (helle Farbe, keine Feuchtigkeit feststellbar) gefunden. Die limnischen Ablagerungen sind nur zum Teil gesättigt ($\theta = 40$ %), die weiteren Schichten, obere Rhoneschotter, untere limnische Ablagerungen und untere Rhoneschotter liegen alle unter dem Grundwasserspiegel ($h = 19$ m) und bleiben während dem ganzen Versuch gesättigt.

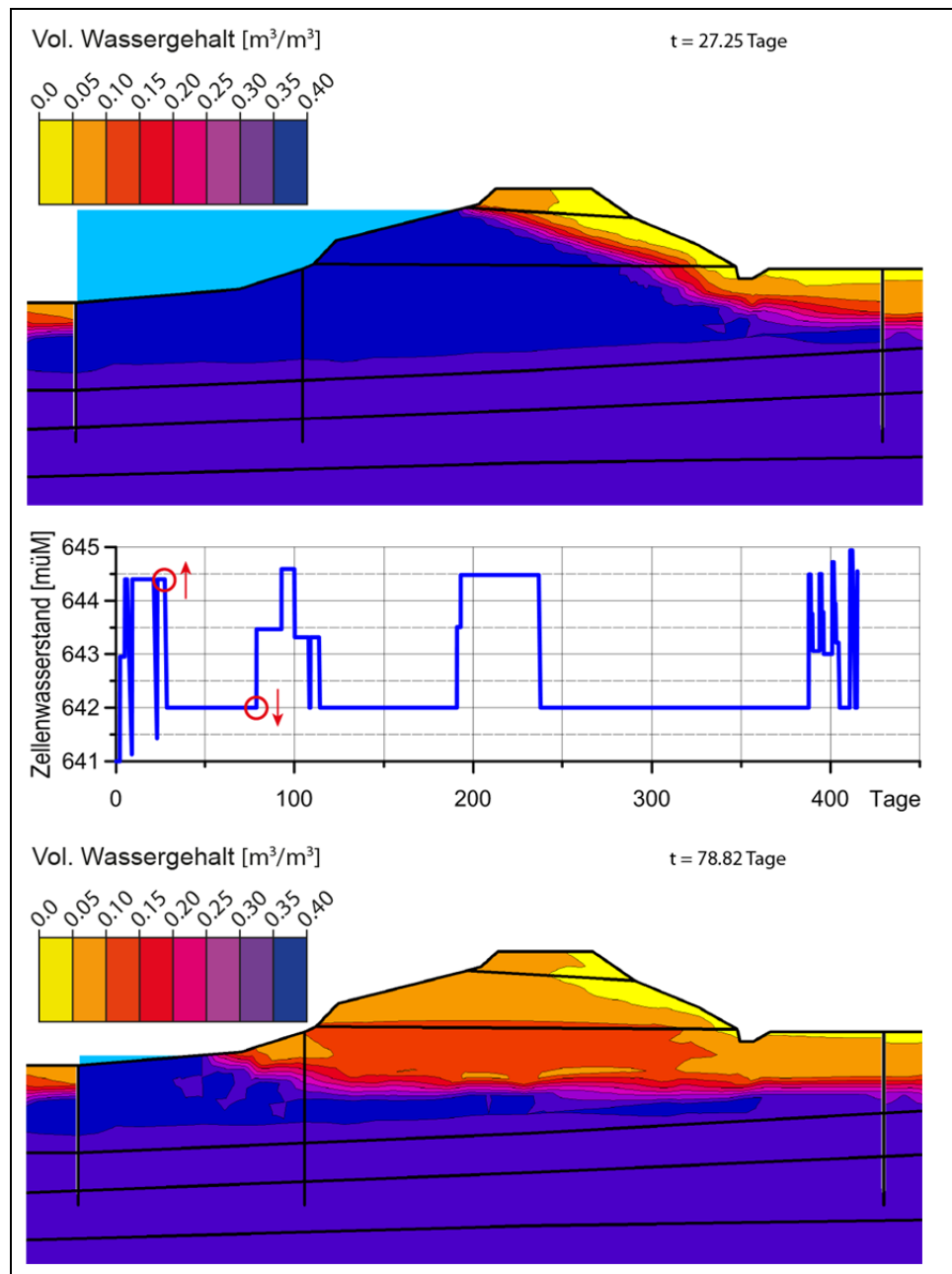


Abbildung 5.7: Volumetrischer Wassergehalt nach 27.25 und 78.8 Tagen mit dazugehörigem Zellenwasserspiegel im mittleren Diagramm.

Die Abbildung 5.7 zeigt den volumetrischen Wassergehalt am Ende der verschiedenen Hochwassersimulationen auf $h = 644.4$ müM der Phase I. Die roten Punkte im mittleren Diagramm zeigen Versuchszeit und Lage des Zellenwasserspiegels für das entsprechende (Pfeil) Diagramm. Trotz lang andauernder Hochwasserstände (ca. 25 Tage) bleibt die talseitige Dammböschung praktisch trocken. Nach der anschliessenden Absenkung des Zellenwasserspiegels konnte sich der Damm während rund 50 Tagen erholen. Das untere Diagramm lässt trotz langer Erholungsphase einen höheren volumetrischen Wassergehalt im Damm als am Versuchsanfang erkennen (Abbildung 5.6), er liegt in einem grossen Teil des Dammes zwischen 5 und 10 %. Unter dem Damm schwankt der Wassergehalt der oberen

limnischen Ablagerungen zwischen 10 und 15 % im Vergleich zu 5 bis 10 % am Versuchsanfang. Ab diesem Zeitpunkt wurde der Versuch in der verkürzten Zelle weitergeführt.

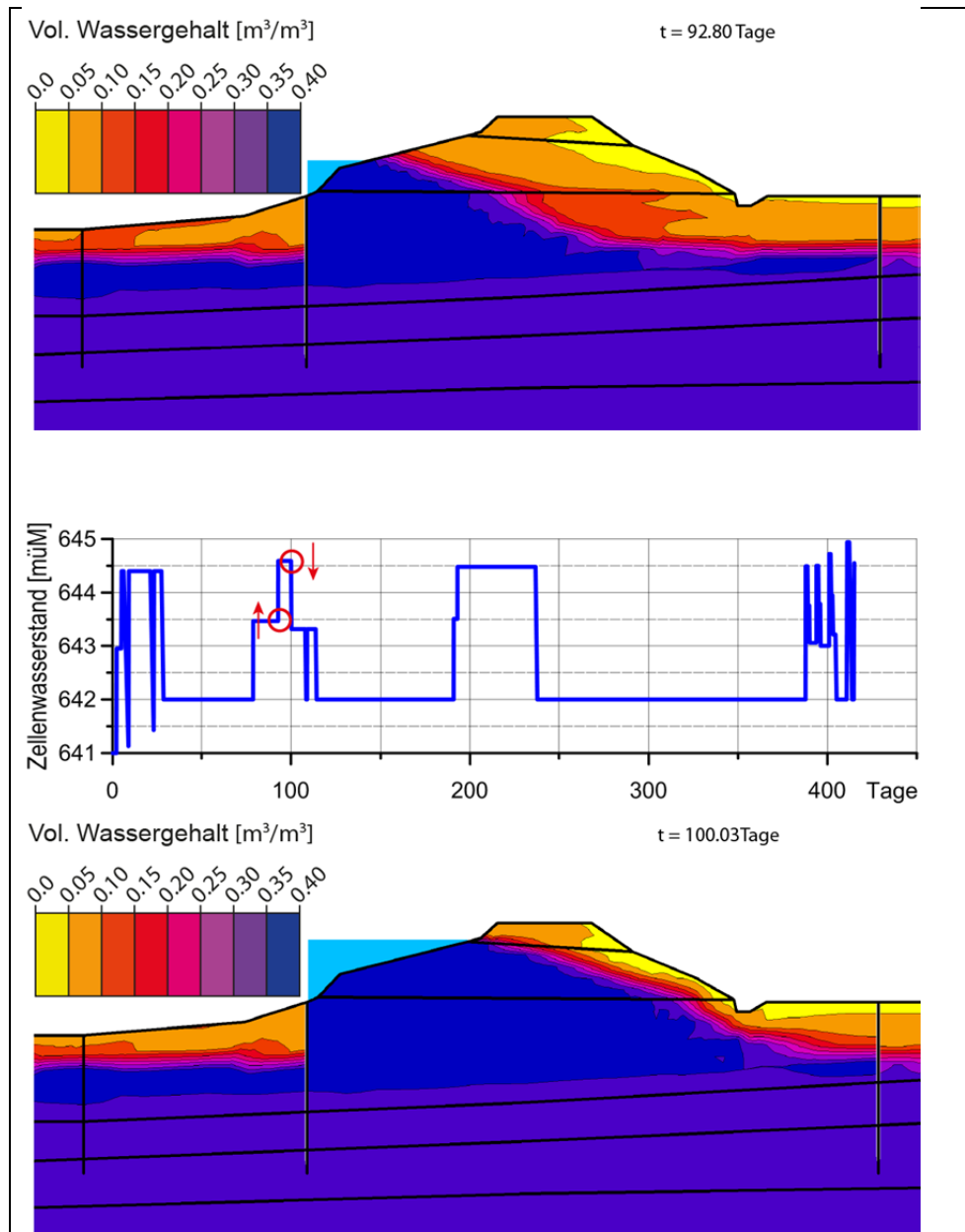


Abbildung 5.8: Volumetrischer Wassergehalt nach 92.8 und 100 Tagen.

Am Anfang der Phase II wurde der Zellenwasserspiegel zuerst auf 643.47 müM für ca. 12 Tage, dann auf 644.59 müM für rund 7 Tage erhöht. Die Abbildung 5.8 zeigt den volumetrischen Wassergehalt am Ende beider Perioden. Der Wasserspiegel bei 644.59 müM beeinflusst nur den unteren flussseitigen Teil des Dammes sowie die tiefer liegenden limnischen Ablagerungen. Die talseitige Böschung erfährt keine Änderung des Wassergehaltes. Der folglich eingestellte Wasserstand von 644.59 müM liegt leicht (7 cm) über der Unterkante der oberen Dammschicht aus durchlässigerem Boden. Wasser fließt durch diese Schicht und der Wassergehalt in der Nähe der talseitigen Böschung nimmt im Vergleich zum Zeitpunkt

$t = 27.25$ Tage (Abbildung 5.7 oben) deutlich zu. Es zeigt sich, dass die durchlässigere Schicht im oberen Teil des Damms die Sättigung des Damms beschleunigen könnte.

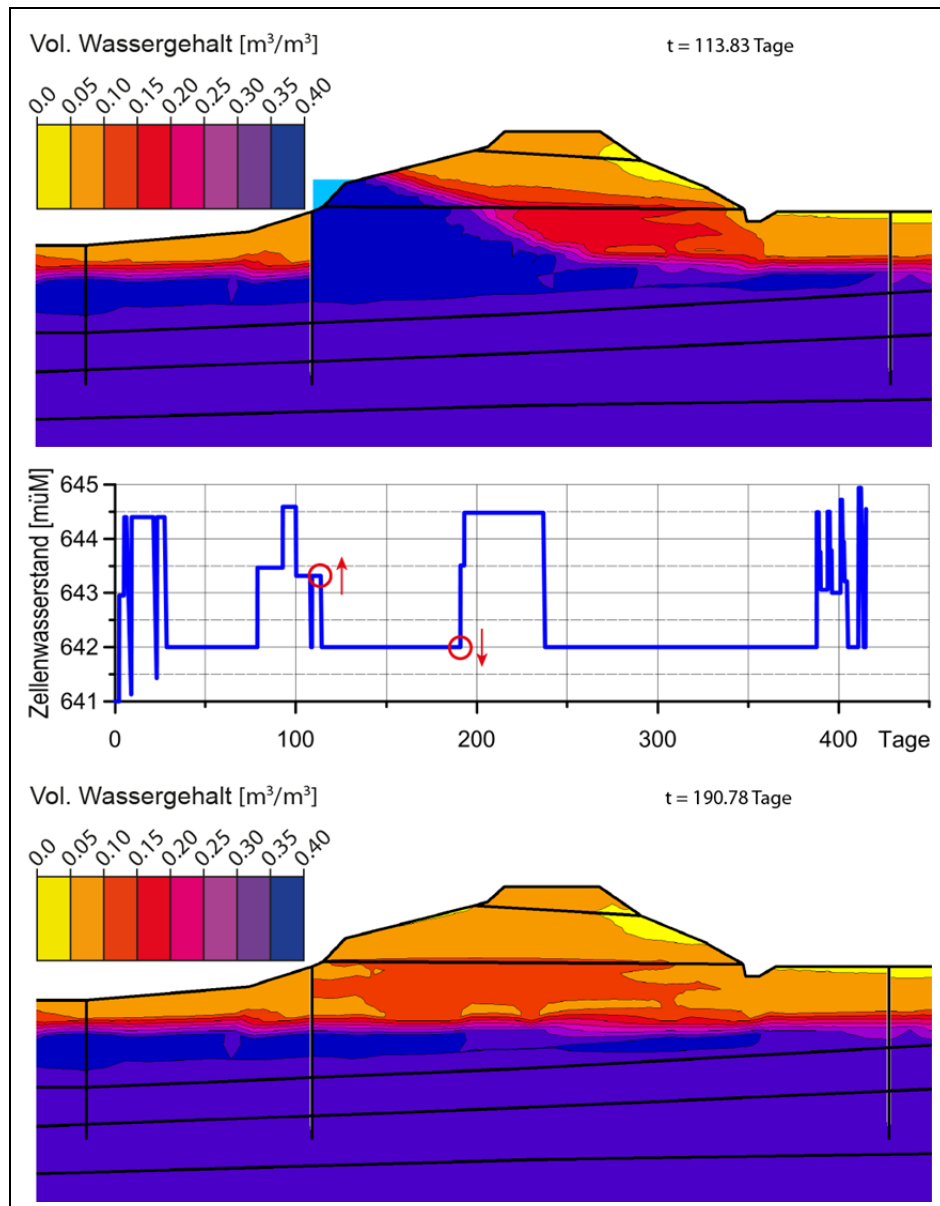


Abbildung 5.9: Volumetrischer Wassergehalt nach 113.8 und 190.8 Tagen.

Die Abbildung 5.9 zeigt das Ende der Phase II des Versuches. Die Absenkung des Wasserspiegels auf 643.32 mÜM während rund zwei Wochen lässt die Sättigungsfront wieder eine ähnliche Lage wie nach 92.8 Tagen einnehmen (Abbildung 5.8 oben). In der Nähe der talseitigen Böschung und in der oberen Dammschicht bleibt der Wassergehalt aber immer noch höher. Trotz der anschließenden Erholungsperiode von 76 Tagen ohne Wasser in der Versuchszelle bleibt der Wassergehalt fast im ganzen Dammbereich zwischen 5 und 10 %. Wie für die limnischen Ablagerungen unter dem Damm entspricht es einer Erhöhung von im Mittel 5 % des volumetrischen Wassergehalts.

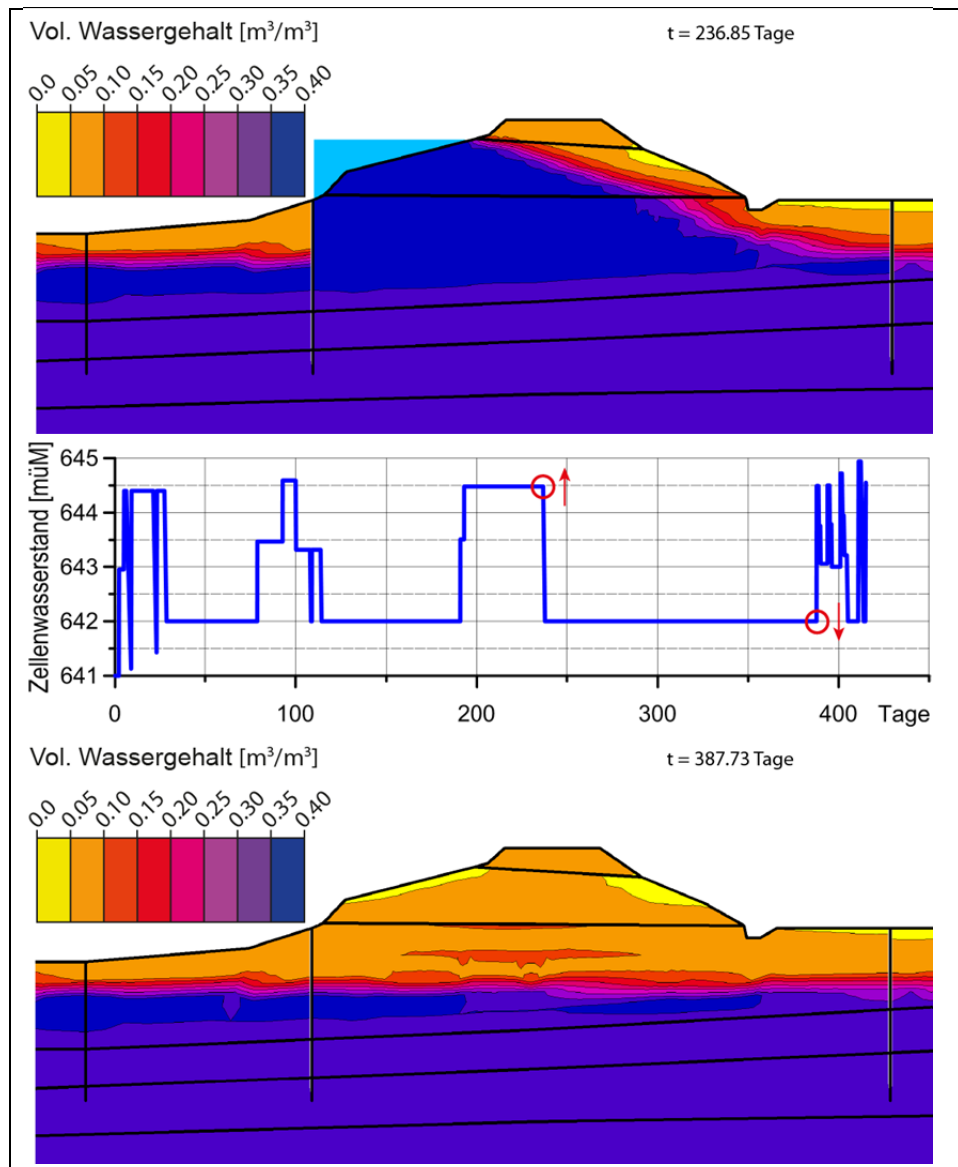


Abbildung 5.10: Volumetrischer Wassergehalt nach 236.8 und 387.8 Tagen.

Die Abbildung 5.10 oben stellt den Wassergehalt am Ende der langdauernden Hochwasserperiode (ca. 44 Tage) der Phase III dar. Der Wasserspiegel liegt 1 cm unter der Unterkante der oberen Dammschicht. Zum ersten Mal erreicht der Wassergehaltsbereich 10 bis 15 % den felseitigen Dammfuss. Die Folgen der vielen modellierten Hochwasserereignisse lassen sich am stetigen Wachsen der Dammsättigung feststellen. Nach der anschließenden Erholungsperiode von 150 Tagen liegt der Wassergehalt im Damm immer noch zwischen 5 und 10 %. Die oberen limnischen Ablagerungen haben sich dagegen fast vollständig erholt. Mit Ausnahme einer kleinen Linse unter dem Damm liegt der Wassergehalt zwischen 5 und 10 % und scheint nur vom Grundwasserspiegel abhängig zu sein.

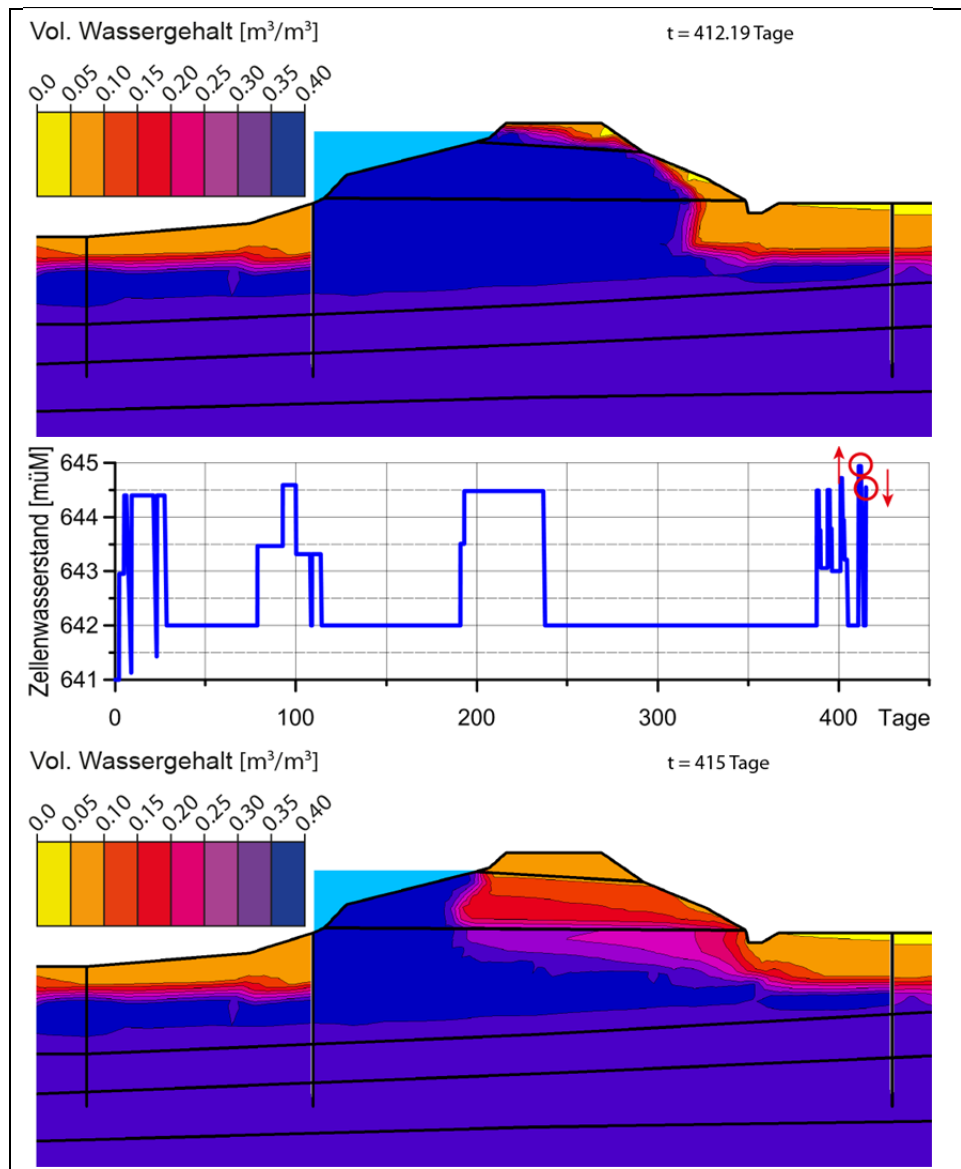


Abbildung 5.11: Volumetrischer Wassergehalt nach 412.2 und 415 Tagen.

Die Abbildung 5.11 oben zeigt die Dammanwort auf den höchsten eingestellten Wasserspiegel (644.94 müM). Viel Wasser fließt durch die obere Dammschicht und trägt vor allem bei der luftseitigen Böschung massgebend zu der Dammsättigung bei. Trotz der kurzen Dauer dieser Hochwasserperiode (rund 28 Stunden) wird fast der ganze Damm gesättigt. Nach Absenkung des Wasserspiegels blieb die Zelle 24 Stunden leer, bis sie noch ein letztes Mal gefüllt wurde. Das untere Diagramm zeigt den volumetrischen Wassergehalt am Ende des Versuchs nach Erreichen eines Wasserstandes von 644.45 müM. Trotz der gut 1-tägigen Erholungszeit zeigt die Zone um den Dammfuss einen im Vergleich zum oberen Bild deutlich höheren Wassergehalt. Bei einer Fortsetzung des Versuches bei hohen Wasserständen wäre wahrscheinlich eine vollständige Sättigung des Dammes mit möglichen Wasseraustritten auf der Landseite und eventuellen damit verbundenen Stabilitätsproblemen erreicht worden.

5.5 Vergleich Feldversuch – Modellierung

Die berechneten Werte des volumetrischen Wassergehaltes und der Saugspannung werden zur Validierung der numerischen Modellierung mit den Messresultaten des Feldversuches verglichen. Zu diesem Zweck sind für die Messstellen A bis D die Messresultate der EnviroSmart-Messungen in zwei unterschiedlichen Tiefen und die Messresultate der Tensiometer für die ganze Versuchsdauer in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt. Der zeitliche Verlauf des Zellenwasserspiegels ist ebenfalls angegeben. Die Resultate der numerischen Berechnungen sind für alle drei verwendeten Wasserretentionskurven im Damm (Tabelle 5.1) dargestellt. Lage und Tiefe der Berechnungspunkte im Modell stimmen mit der Lage und Tiefe der jeweiligen Sensoren überein.

Beim Vergleich der Resultate ist zu beachten, dass in den Berechnungen die Bodeneigenschaften innerhalb jeder Region (oberer Damm, Damm, obere limnische Ablagerungen, obere Rhoneschotter, untere limnische Ablagerungen und untere Rhoneschotter) nicht variiert werden. Nur schon auf Grund der Streuung der Korngrößenverteilungen und der Wasserretentionskurven sind zwischen Mess- und Berechnungsergebnissen Abweichungen zu erwarten. Der Vergleich soll zeigen, ob die Berechnungen trotzdem ein brauchbares Bild der Dammantwort liefern können.

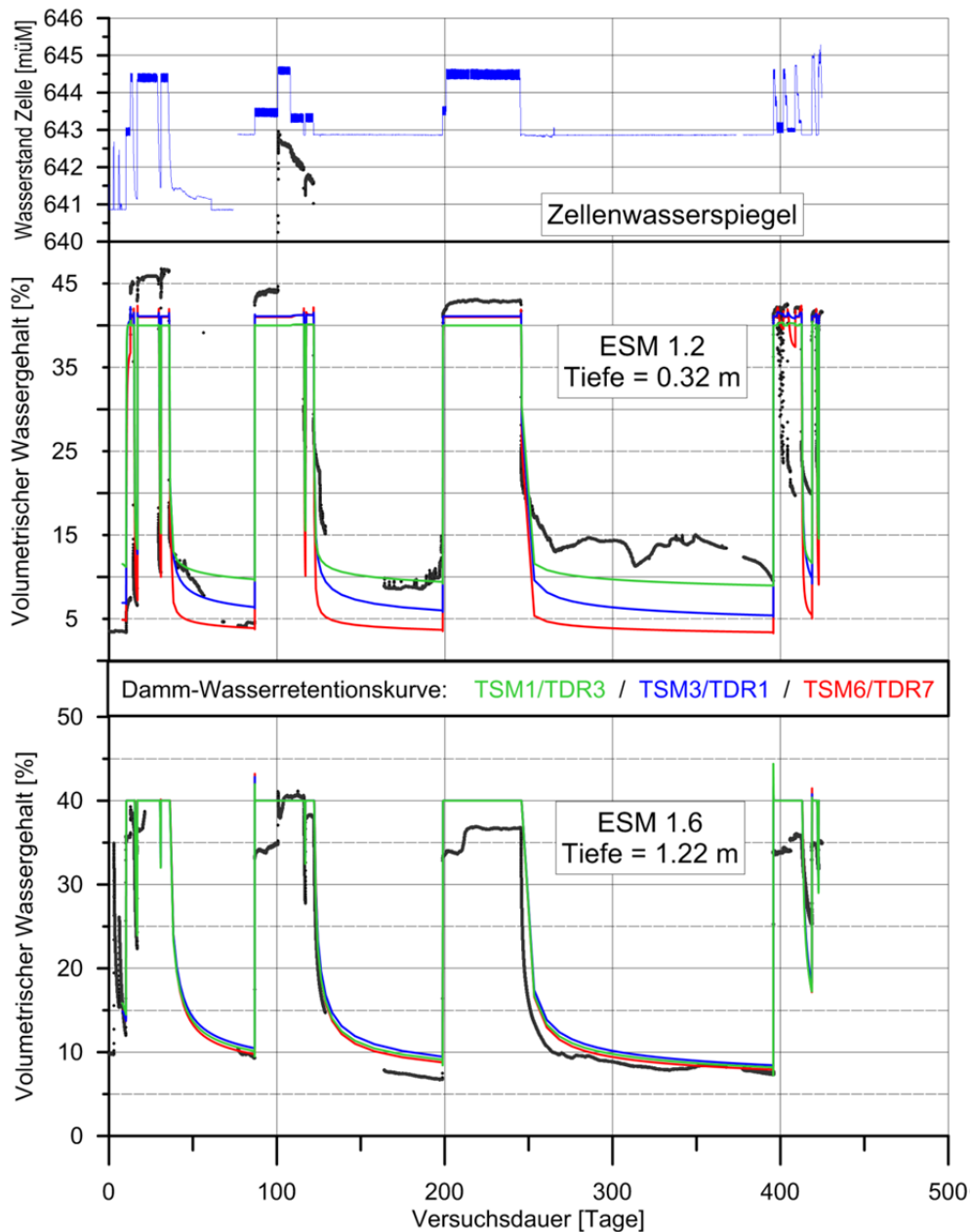


Abbildung 5.12: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 1.2 & ESM 1.6 (Messstelle A).

Die Abbildung 5.12 vergleicht die Werte des volumetrischen Wassergehalts an der Messstelle A, d.h. nah an der wasserseitigen Böschung (siehe Abbildungen 3.13 und 3.14). Der obere Messpunkt (ESM 1.2) befindet sich im Damm. An diesem Punkt liegen die Werte der Wasserretentionskurve (TSM 1/TDR 3) sehr nah an den Messwerten, die anderen Kurven erreichen einen deutlich tieferen Wassergehalt in den Phasen ohne Wasser. Beim unteren, in den limnischen Ablagerungen gelegenen Messpunkt stimmen die numerischen mit den gemessenen Werten sehr gut überein. Bei diesem ist die gleiche Wasserretentionskurve (47238-20) für alle drei Berechnungsgänge verwendet worden. Sowohl rechnerische als auch gemessene Werte zeigen ein sehr ähnliches Bild im zeitlichen Verlauf.

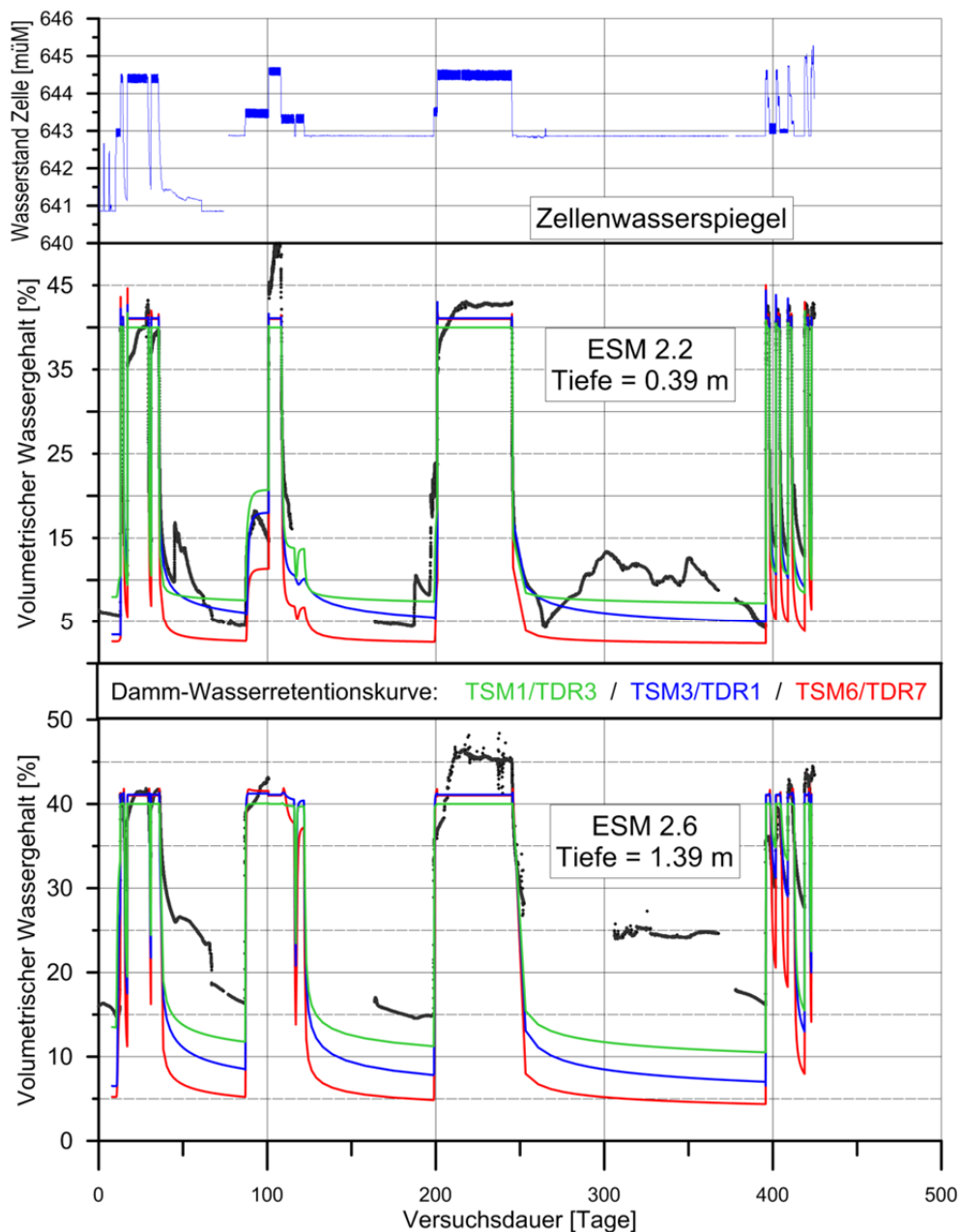


Abbildung 5.13: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 2.2 & ESM 2.6 (Messstelle B).

Bei der Messstelle B auf der Flussseite liegen beide Punkte im Damm. Beim oberen Punkt stimmen die Resultate der mittleren Wasserretentionskurve TSM3 / TDR 1 mit den gemessenen Daten gut überein. Die anderen Kurven liegen darüber (TSM1 / TDR 3) bzw. darunter (TSM6 / TSM7). Beim unteren Punkt (ESM 2.6) zeigen die berechneten Kurven einen zu tiefen Wassergehalt in den Phasen ohne Wasser und reagieren i. A. auch schneller auf Wasserspiegelabsenkungen. Dies war auf Grund der an diesem Messpunkt bestimmten Wasserretentionskurve (TSM 2/ESM 2.6) zu erwarten und bestätigt das Vorhandensein eines feinkörnigeren Materials an dieser Stelle des Dammes.

Die Messstelle C (siehe Abbildung 3.13) liegt auf der Landseite des Dammes. Beim oberen Punkt nah der Oberfläche stimmen die Resultate der Kurve TSM 1/TDR 3, wie beim Punkt ESM 1.2, am besten mit den gemessenen Werten überein (Abbildung 5.14). Die Abweichun-

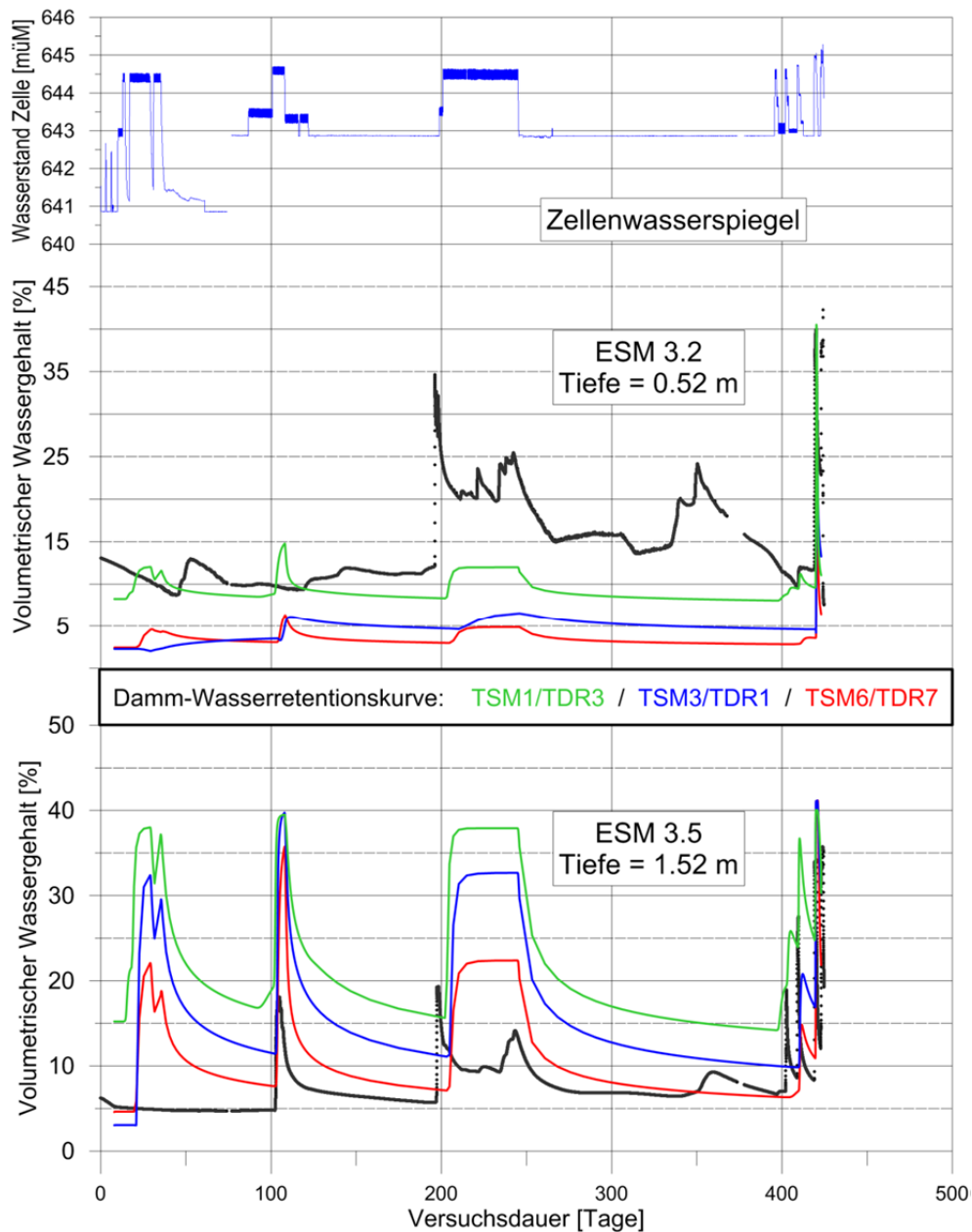


Abbildung 5.14: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 3.2 & ESM 3.5 (Messstelle C).

gen ab Anfang der Phase III (ca. 190 Tage) lassen sich, zumindest teilweise, auf den Einfluss der Niederschläge (inkl. Beregnungsversuch bei 196-198 Tage) zurückführen. Diese Böschung liegt auf der Schattenseite des Dammes und zeigt höhere Werte des Wassergehaltes als die Sensoren auf der Fluss- bzw. Sonnenseite des Dammes. Der untere Punkt liegt

im Modell nur sehr knapp über den oberen limnischen Ablagerungen und reagiert auf die Wasserspiegelschwankungen stärker als der eingebaute Sensor ESM 3.5.

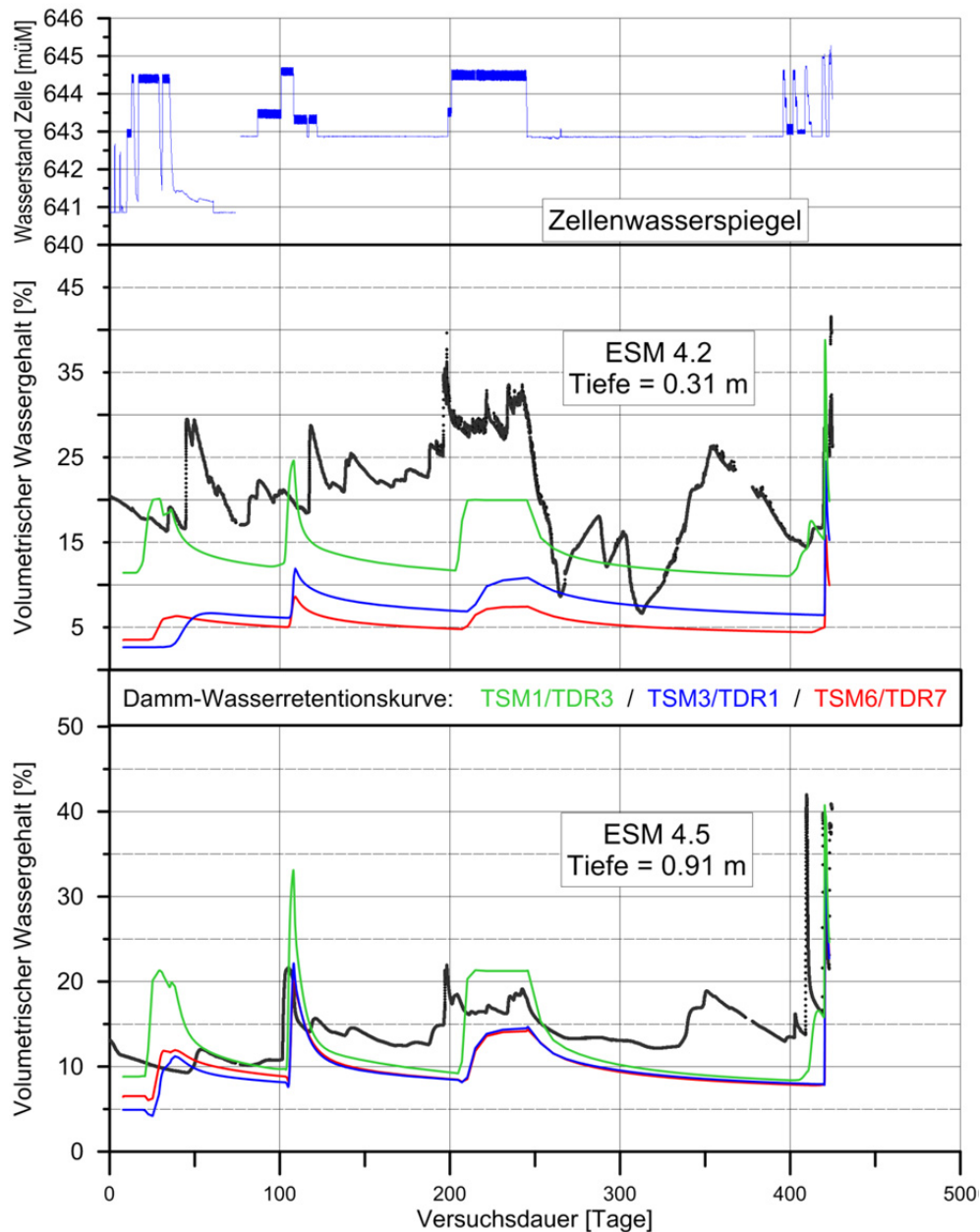


Abbildung 5.15: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 4.2 & ESM 4.5 (Messstelle D).

Ob der Messsensor im Damm oder in den oberen limnischen Ablagerungen eingebaut war, lässt sich leider nicht mehr eruieren. Die beste Übereinstimmung mit den Messdaten des ESM 3.5 zeigt die Kurve (TSM 6/TDR 7), die am unteren Rand des Streubandes der Feld-Wasserretentionskurven liegt, während die Wasserretentionskurve der oberen limnischen Ablagerungen über dem Streuband liegt. Dies würde eher gegen eine Lage des Sensors ESM 3.5 in den oberen limnischen Ablagerungen plädieren.

Bei der Messstelle D (Abbildung 3.13) auf der Landseite zeigt die Kurve TSM1/TDR3 die beste Übereinstimmung mit den Messdaten (Abbildung 5.15). Der obere Punkt (ESM 4.2) liegt im Damm und zeigt ein ähnliches Verhalten wie der Punkt (ESM 3.2). Die Abweichungen mit den berechneten Werten lassen sich durch die Nichtberücksichtigung der natürlichen Witterung und der künstlichen Beregnung in den Berechnungen erklären.

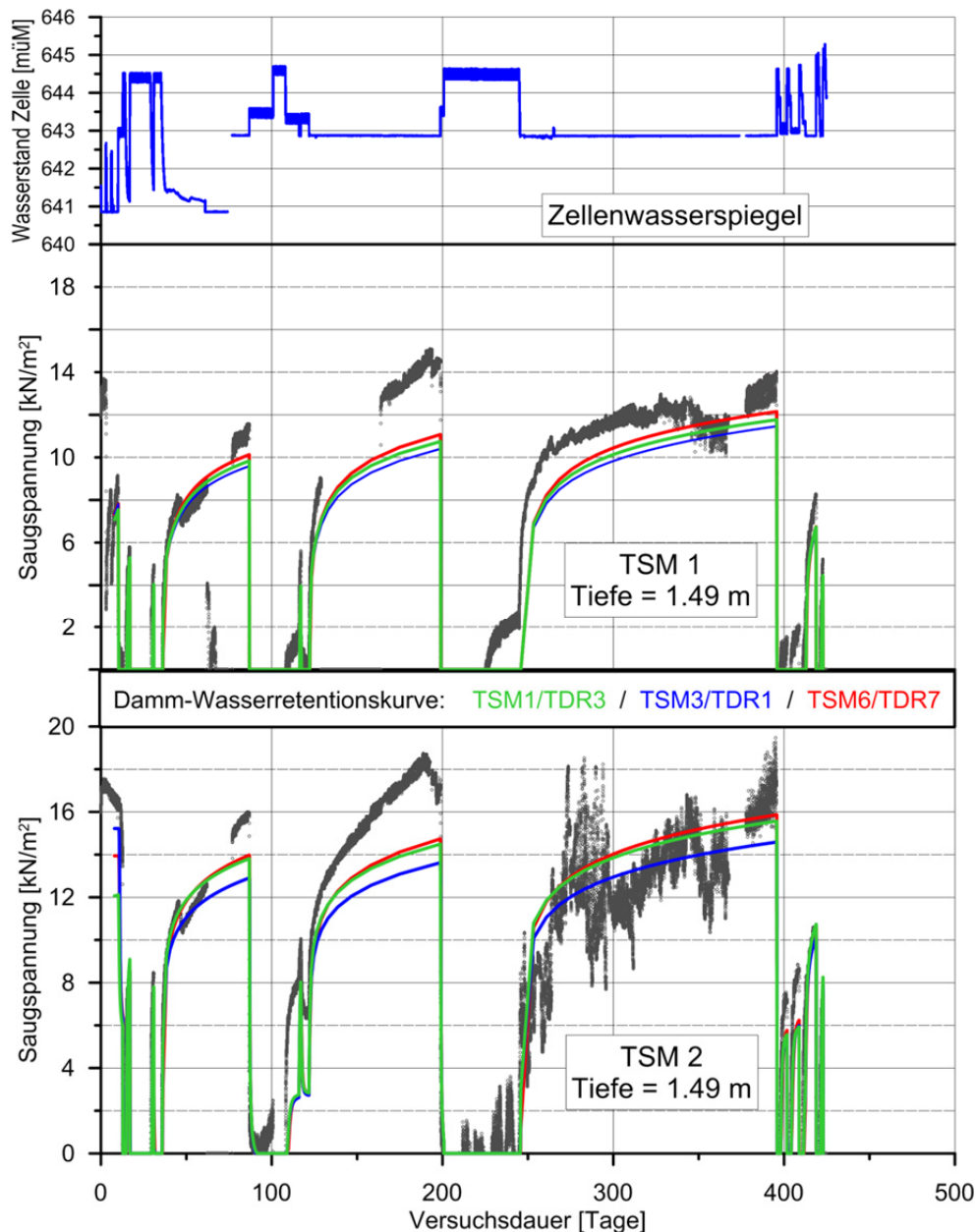


Abbildung 5.16: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den Tensiometer – Messungen (schwarz) TSM 1 & TSM 2 (Messstellen A & B).

Der untere Punkt liegt in den oberen limnischen Ablagerungen. Die berechneten Werte sind meist leicht tiefer als die gemessenen, das zeitliche Verhalten ist aber sehr nah an den ge-

messen. Die Wahl der Wasserretentionskurve im Damm beeinflusst die Resultate des Punktes (ESM 4.5), obwohl diese Messstelle sich in den oberen limnischen Ablagerungen befindet.

In Abbildung 5.16 sind die berechneten und gemessenen Saugspannungen auf der Flusseite verglichen. Die berechneten Werte stimmen im Allgemeinen relativ gut mit den gemessenen Werten überein. Einzig nach einer langen Phase ohne Wasser, vor allem in der Phase II (bis 190 Tage) werden die gemessenen Saugspannungen in den Berechnungen signifikant unterschätzt.

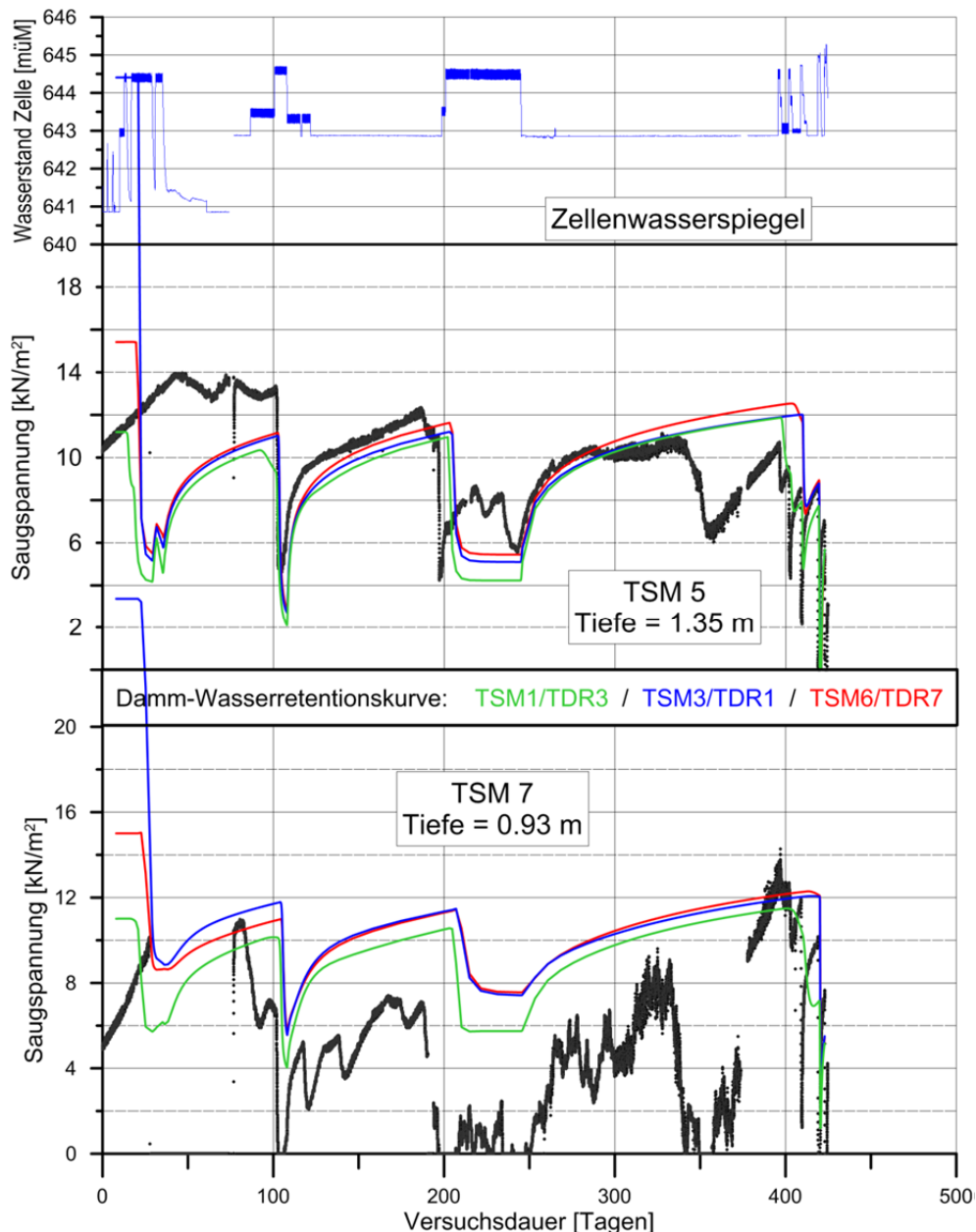


Abbildung 5.17: Vergleich der numerischen Ergebnisse (mit 3 verschiedenen Dammwasserretentionskurven) mit den Tensiometer – Messungen (schwarz) TSM 5 & TSM 7 (Messstellen C & D).

Die Abbildung 5.17 stellt die Resultate der Berechnungen und der Messungen für die Landseite des Dammes an den Messstellen C und D dar. Beim Messpunkt TSM 5 stimmen die berechneten Werte bis zu einer Versuchsdauer von ca. 340 Tagen gut mit den Messresultaten überein. Nachher sinken die Messwerte deutlich. Zwischen dem 333. und dem 345. Versuchstag fielen gemäss MeteoSchweiz ca. 71 mm Regen, was den Abfall der Saugspannung erklärt. Da dieser Niederschlag in den Berechnungen nicht berücksichtigt ist, werden einerseits die Saugspannungen überschätzt und die Wassergehalte unterschätzt.

Diese Niederschläge machen sich im Damm auf der Landseite wegen dem schon erhöhten Wassergehalt deutlicher bemerkbar als auf der Flussseite. Dieser Effekt ist aber zeitlich begrenzt, denn in beiden Messpunkten sind die Werte am Ende der Phase ohne Wasser wieder sehr nahe beieinander.

Beim Messpunkt TSM 7 an der Messstelle D liegen die berechneten Werte über den gemessenen, der zeitliche Verlauf wird aber gut modelliert.

5.6 Einfluss der Witterung

Der Beregnungsversuch von Oktober 2007 sowie die verschiedenen, während dem Feldversuch registrierten Niederschläge lieferten die Erkenntnis, dass der Einfluss der Niederschläge auf den volumetrischen Wassergehalt des Dammkörpers relativ gering bleibt. Der Einfluss der Witterung wurde deshalb in den vorherigen Berechnungen nicht berücksichtigt. Zur Berücksichtigung der Witterung müssen nicht nur die Grösse der Niederschläge sondern auch die Grösse der Evapotranspiration bekannt sein. Diese setzt sich aus der Verdunstung des Wassers von der Evaporationsoberfläche (Boden und Vegetation) und aus der Verdunstung des in den Pflanzen vorhandenen Wassers (Transpiration) zusammen. Sie hängt von den Bedingungen in der Atmosphäre und im Boden sowie auch von den Vegetationseigenschaften ab (Calanca et al., 2011). Sie ist sehr aufwendig zu bestimmen und aus diesem Grund wird sie meistens mit Hilfe von empirischen Formeln abgeschätzt. MeteoSchweiz gibt in ihren monatlichen Niederschlagsbulletins die potentielle Evapotranspiration nach Primault (1962) für rund 50 Stationen in der Schweiz an, u. a. auch für die in der Nähe der Versuchszelle gelegene Station Visp. Diese Werte sollen kombiniert mit den Niederschlagswerten zur numerischen Simulation des Witterungseinflusses verwendet werden. Diese Wasserbilanz (Niederschlag – Evapotranspiration [mm]) wird für die Berechnung des Witterungseinflusses als zusätzliche Randbedingung eingeführt. Da die Dammkrone durch die provisorische Brücke vor Niederschlägen und Sonneneinstrahlung geschützt war, werden die Randbedingungen für die Berücksichtigung der Witterung nur auf den Dammböschungen angewandt. Die Berechnungen wurden für eine Dammwasserretentionskurve (TSM1/TDR3) durchgeführt und werden in den nächsten Abbildungen mit den Messresultaten und mit den ohne Berücksichtigung der Witterung erhaltenen Berechnungsergebnissen verglichen. Zusätzlich wurden noch die hydraulischen Randbedingungen an den Netzgrenzen links und rechts (Abbildung 5.3) geändert. An Stelle eines konstanten Werts wurde die Höhe des Grundwassers gleich dem im Piezometer 1 gemessenen Wasserstand gewählt. Somit wurde die saisonale Schwankung des Wasserspiegels in den Berechnungen auch berücksichtigt.

Zu bemerken ist noch, dass die Wasserbilanz während der Dauer des Feldversuches negativ war, die potentielle Evapotranspiration überstieg die Niederschläge um rund 118 mm. Das Niederschlagsbulletin von April 2007 liefert auch eine Erklärung für die niedrigen Wassergehalte im Damm am Versuchsanfang, die Wasserbilanz des Monats beträgt -127.4 mm.

Nachfolgend sind für die Messstellen A bis D die Berechnungsergebnisse ohne (grüne Kurve) und mit (blaue Kurve) Berücksichtigung der Witterung mit den Messresultaten der EnviroSmart-Messungen in zwei Tiefen und den Messresultaten der Tensiometer für die ganze

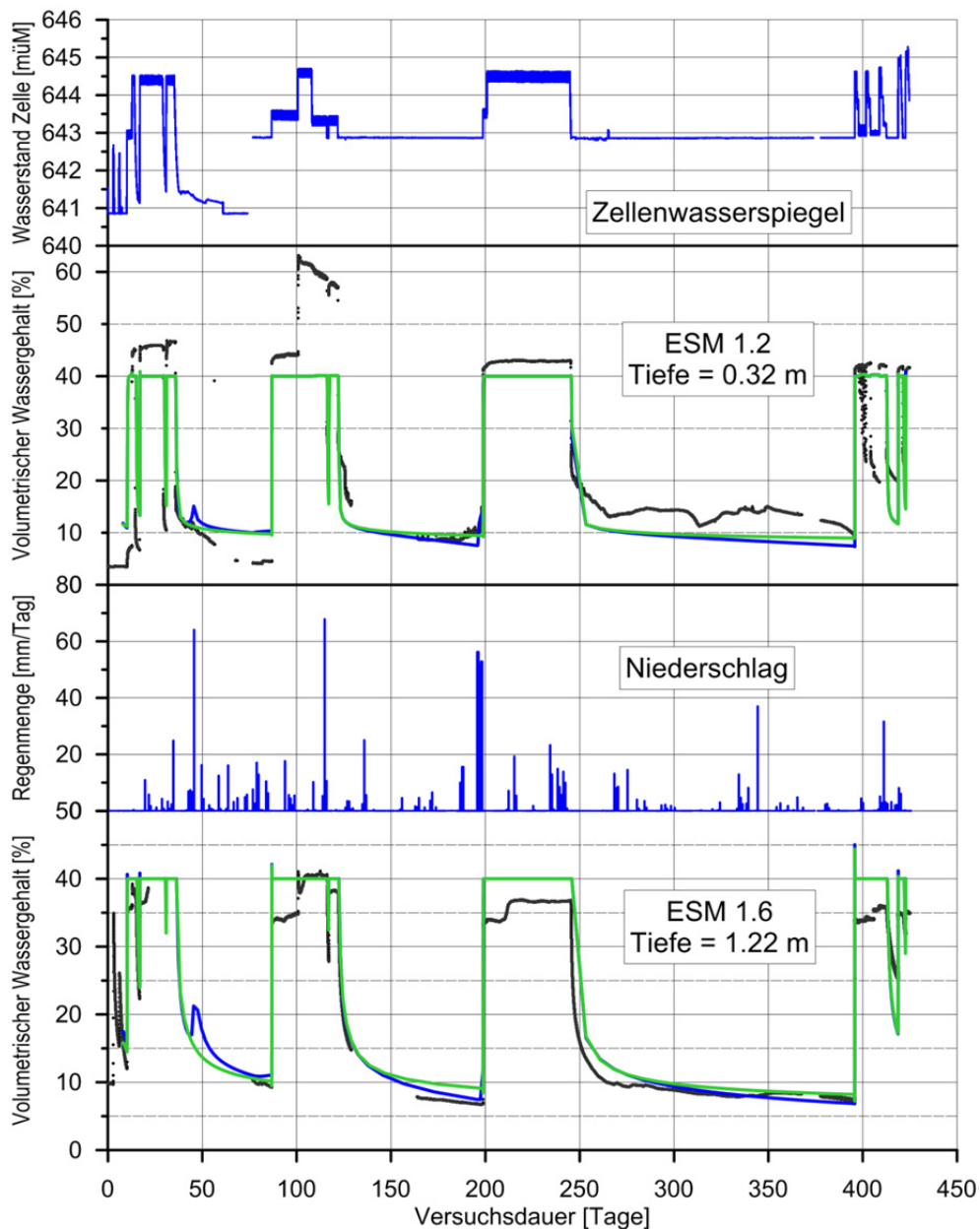


Abbildung 5.18: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 1.2 & ESM 1.6 (Messstelle A).

Versuchsdauer dargestellt. Zusätzlich sind noch die gemessenen Niederschläge, inkl. Beregnungsversuch, sowie der Verlauf des Zellenwasserstandes dargestellt. In beiden Berechnungsgängen wurde für das Dammmaterial die Wasserretentionskurve (TSM1/TDR3) verwendet.

Die Abbildung 5.18 stellt die Resultate für die nah an der wasserseitigen Böschung gelegene Messstelle A dar. Mit der Berücksichtigung der Witterung liegen die berechneten Kurven noch näher an den Messwerten. Das Niederschlagsereignis mit 64 mm Regen am 46. Tag,

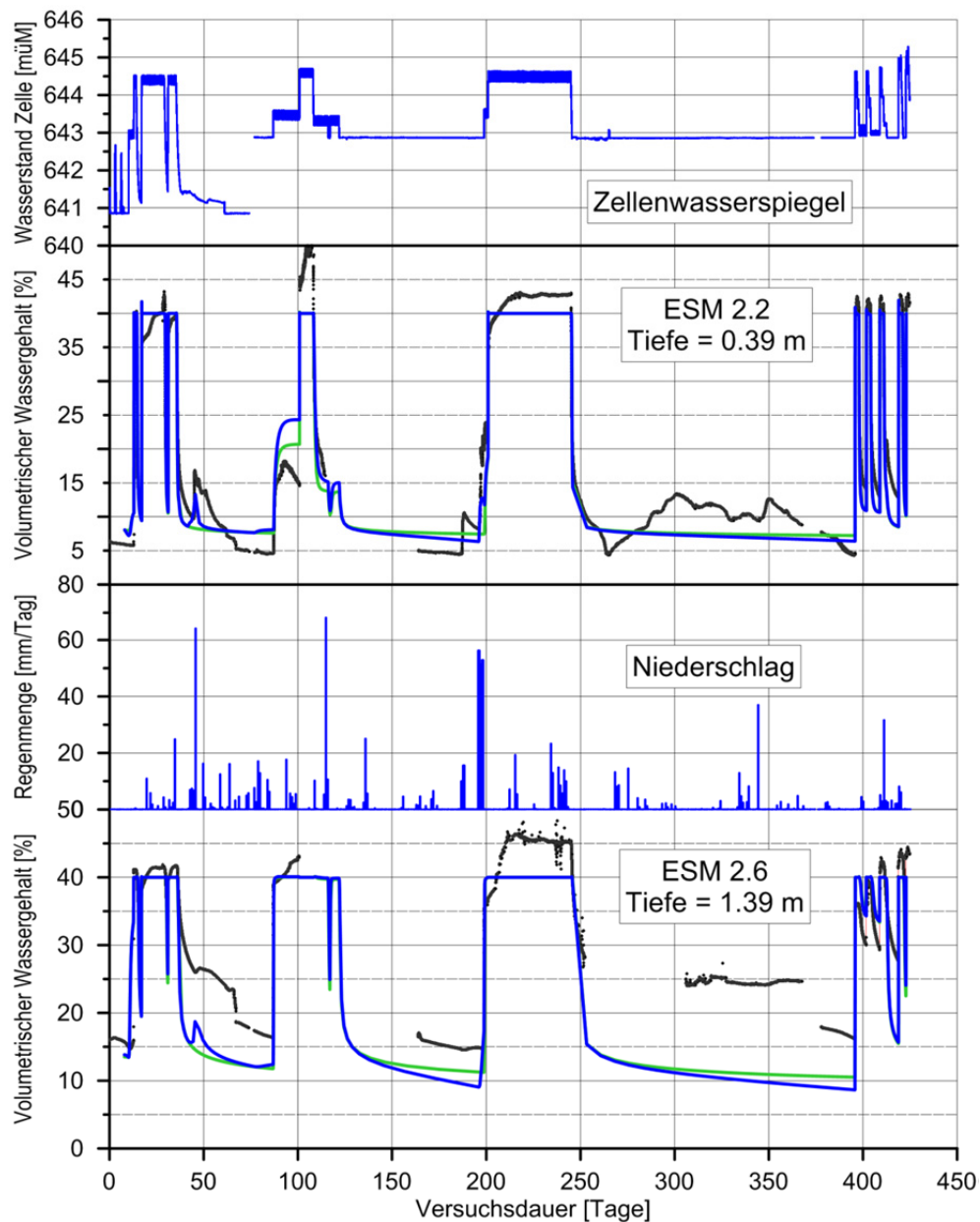


Abbildung 5.19: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 2.2 & ESM 2.6 (Messstelle B).

sowie der Beregnungsversuch mit rund 160 mm Regen in 3 Tagen (Tage 196, 197 und 198) resultieren in einer leichten Erhöhung des volumetrischen Wassergehalts in beiden Tiefen (0.32 m und 1.22 m). Die nach dem 250. Tag gemessenen Niederschläge haben keinen Einfluss mehr auf den berechneten volumetrischen Wassergehalt.

Die Berücksichtigung der Witterung hat einen geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse an der Messstelle B (Abbildung 5.19). Der 64 mm-Niederschlag am 46. Tag und der Beregnungsversuch vom 196. bis zum 198. Tag verursachen einen leichten Ausschlag in den Wassergehaltskurven, der Effekt der Witterung macht sich in einem leicht tieferen Wassergehalt am Ende der Phasen ohne Wasser in der Zelle bemerkbar.

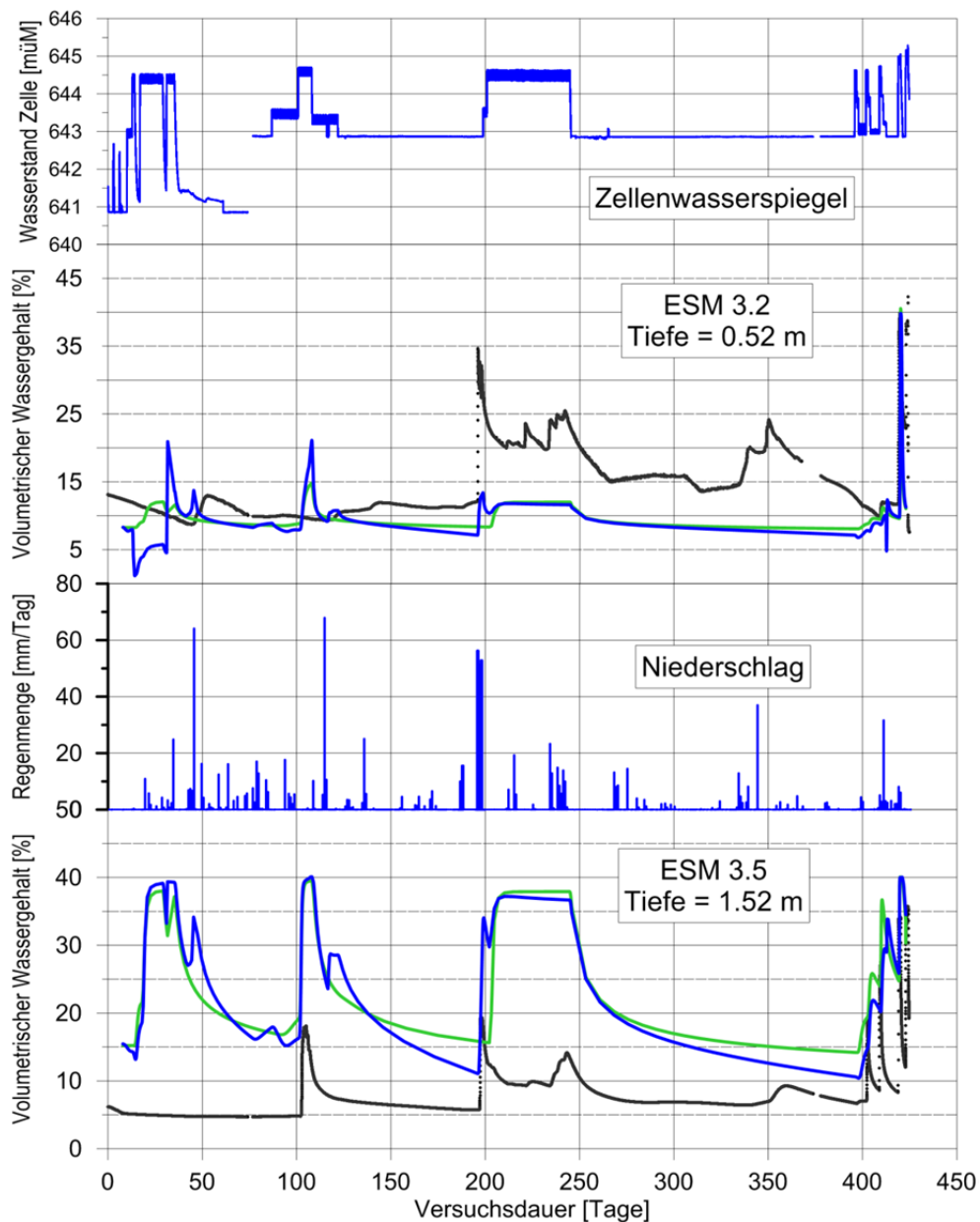


Abbildung 5.20: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 3.2 & ESM 3.5 (Messstelle C).

Auf der Landseite an der Messstelle C (Abbildung 5.20) ist der Einfluss der zwei Ereignisse mit mehr als 60 mm Niederschlag (64 mm am 46. Tag, 67.9 mm am 115. Tag) sowie der des Beregnungsversuchs in den Wassergehaltskurven gut sichtbar. Die Berechnungen zeigen einen grösseren Einfluss der Niederschläge in 1.52 m Tiefe als beim oberen Messpunkt (Tiefe = 0.52 m). Dies lässt sich dadurch erklären, dass das durch den Damm nach unten drainierende Wasser durch die oberen limnischen Ablagerungen zurückgestaut wird, da der vertikale Durchlässigkeitsbeiwert dieser Schicht ca. 5 mal kleiner als der k-Wert des Dammmaterials ist. Zudem reicht die Wirkung der Evapotranspiration nicht so tief ins Damminnere.

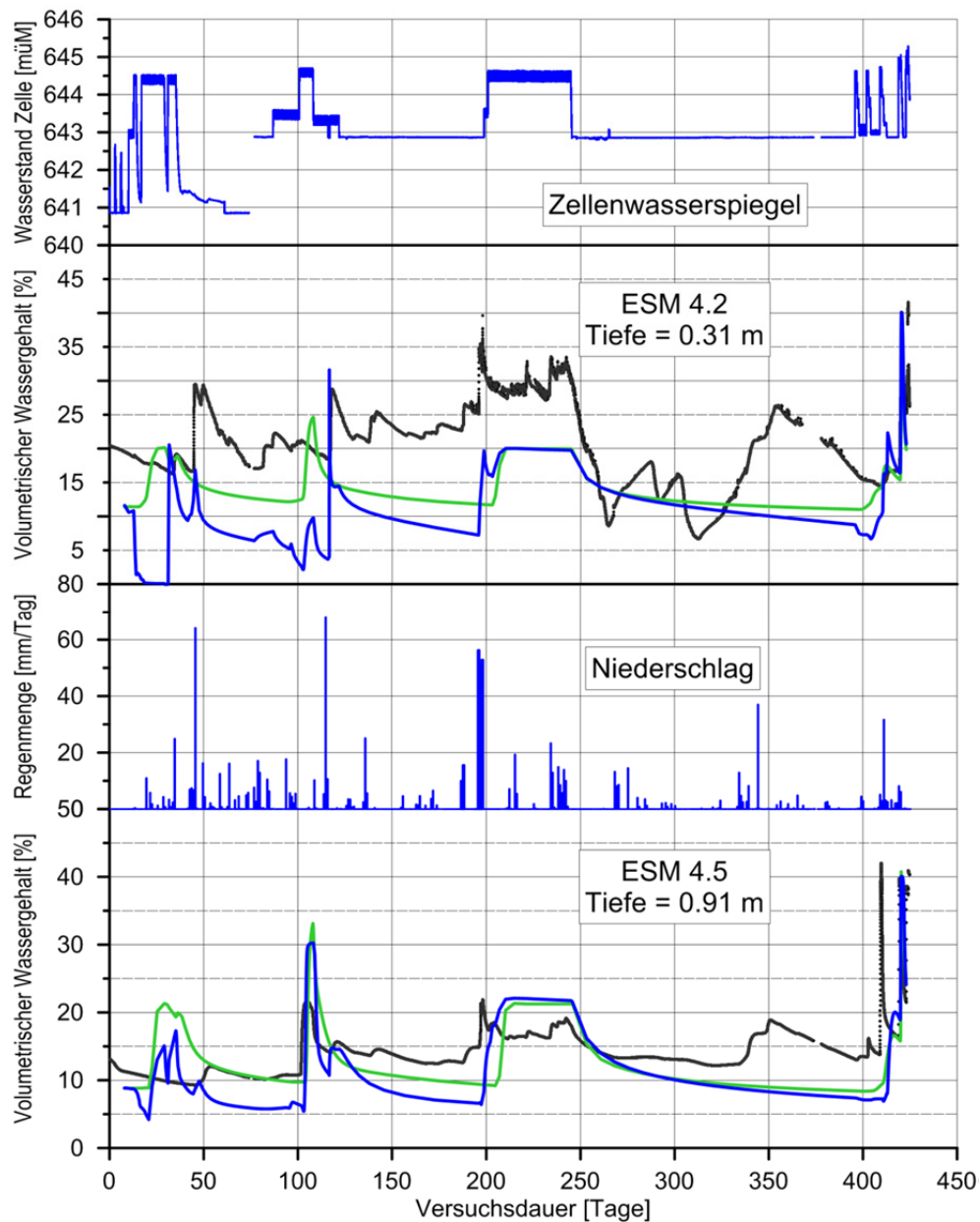


Abbildung 5.21: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den EnviroSmart – Messungen (schwarz) ESM 4.2 & ESM 4.5 (Messstelle D).

Die Abbildung 5.21 zeigt die Resultate an der Messstelle D auf der Landseite. Beide Messpunkte reagieren auf die grossen Niederschläge und auf den Beregnungsversuch. Wie bei den anderen Messstellen sind die mit Berücksichtigung der Witterung berechneten Wassergehalte tiefer, was in Anbetracht der negativen Wasserbilanz während dem Feldversuch zu erwarten war.

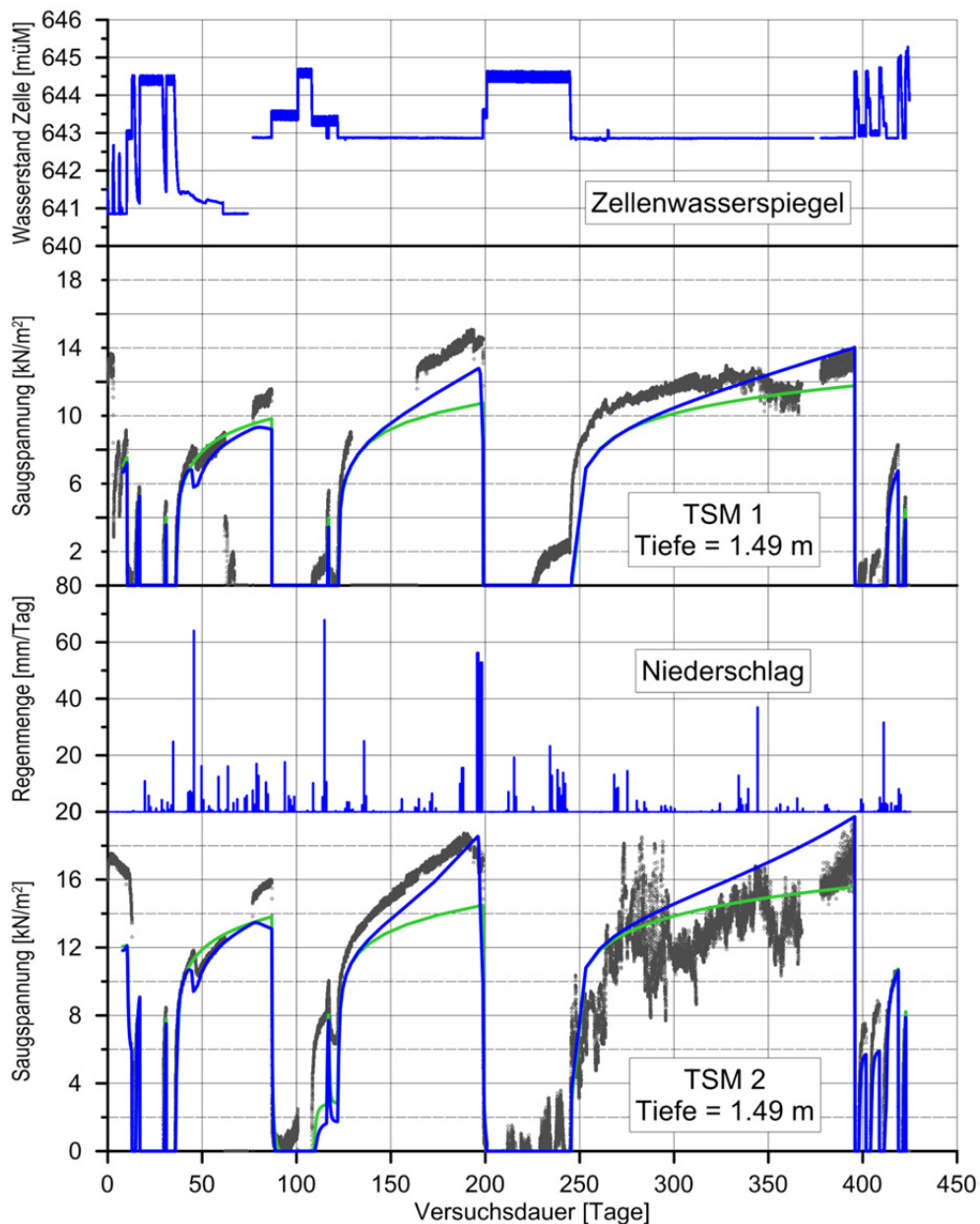


Abbildung 5.22: Vergleich der numerischen Ergebnisse (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den Tensiometer – Messungen (schwarz) TSM 1 & TSM 2 (Messstelle A & B).

Die berechneten und gemessenen Saugspannungen an beiden Messstellen (A & B) auf der Flussseite sind in der Abbildung 5.22 dargestellt. Die Berücksichtigung der Witterung verursacht eine Erhöhung der Saugspannung, so dass die Kurven jetzt noch näher an den gemessenen Werten liegen. Die Effekte der Niederschläge am 46. und 115. Tag sowie des

Berechnungsversuche sind erkennbar. Dagegen bleiben die Niederschläge ab dem 250. Tag ohne sichtbare Wirkung auf die berechneten Saugspannungen.

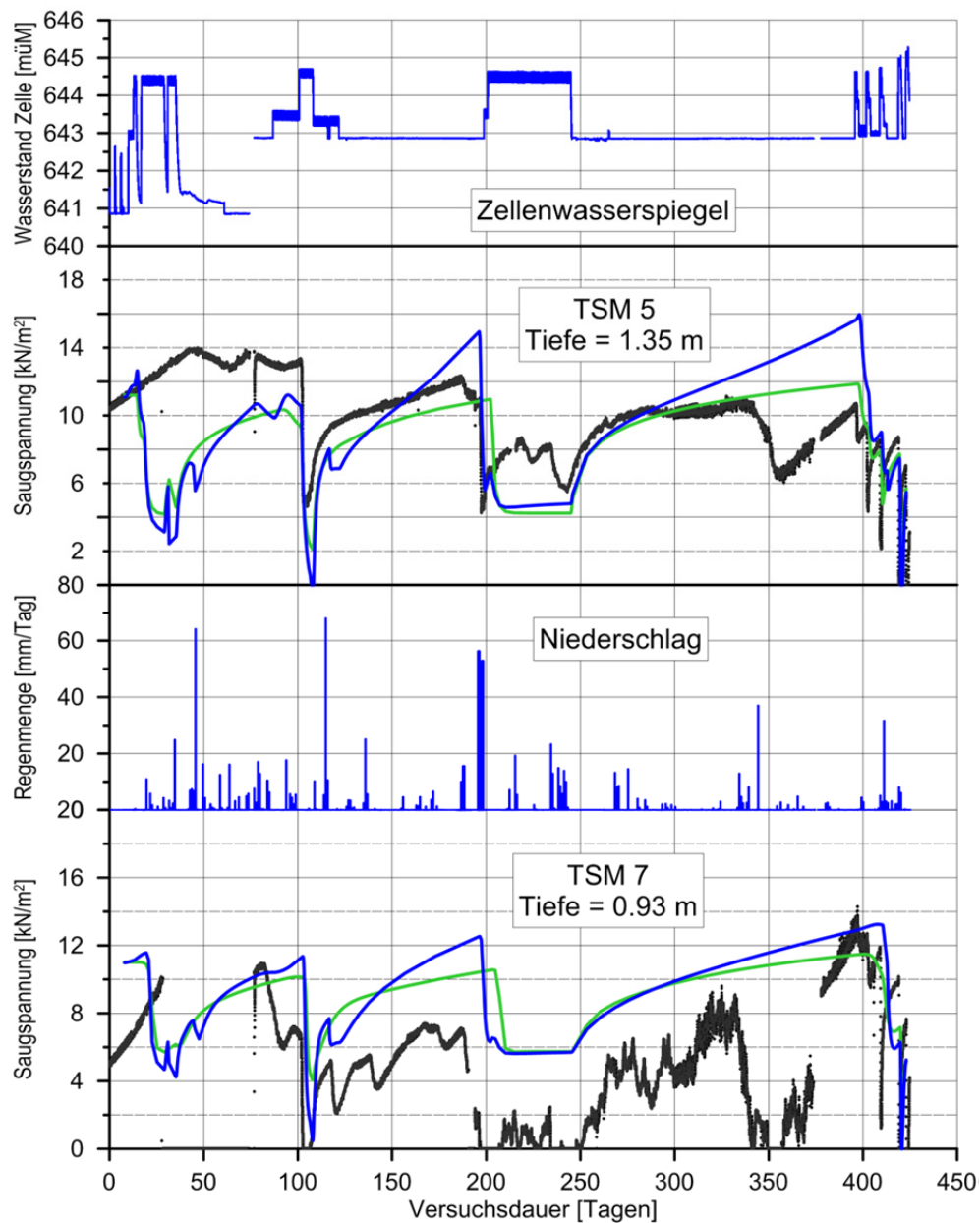


Abbildung 5.23: Vergleich der numerischen Ergebnissen (ohne (grün) und mit (blau) Witterungseinfluss) mit den Tensiometer – Messungen (schwarz) TSM 5 & TSM 7 (Messstelle C & D).

Die berechneten und gemessenen Saugspannungen an beiden Messstellen (C & D) auf der Landseite sind in der Abbildung 5.23 dargestellt. Die Witterung macht sich vor allem in einem stärkeren Ansteigen der Saugspannungen nach den langen Phasen ohne Wasser in der Zelle bemerkbar. Der Rückgang der gemessenen Saugspannungen nach 330÷340 Tagen lässt sich auf Grund der Niederschläge oder des Zellenwasserstands nicht erklären, die berechneten Kurven entsprechen eher den Erwartungen.

5.7 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die Modellierung des Feldversuches mit den in der Tabelle 5.1 angegebenen Bodenparametern ergab Resultate, die mit den Messungen alles in allem gut übereinstimmen. Ungeachtet der Streuung der Bodenkennwerte (Korngrössenverteilungen, Dichte, Durchlässigkeitsbeiwerte) und der Unsicherheiten bezüglich geologischen Aufbaus konnte die Modellierung ein befriedigendes Bild des Dammverhaltens unter wiederholter Hochwasserbelastung und wechselnder Witterung wiedergeben. Dabei wurde auf eine Optimierung der Bodenparameter und des Bodenmodells bewusst verzichtet, da im Falle einer praktischen Anwendung die Zeit für lange und aufwendige Optimierungsarbeiten fehlt. Somit hat die eingesetzte Software ihre Eignung zur Berechnung solcher Probleme bestätigt.

Die Berechnungsergebnisse stimmen mit den Messresultaten auf der Flusseite, besonders an der Messstelle A in der Nähe der Hauptbelastung durch das Wasser am besten überein. Die an der Messstelle B festgestellten Abweichungen lassen sich durch die dokumentierte Präsenz von feinkörnigerem Material erklären. Mit grösser werdender Entfernung von der Hauptbelastung durch das Hochwasser werden die Abweichungen zwischen den Berechnungsergebnissen und den Messwerten grösser, die Dammanwort wird trotzdem gut modelliert. Der Effekt der Witterung in Oberflächennähe ist besonders nach der Hochwasserperiode der Phase III des Feldversuches in den Berechnungen nicht erkennbar. Möglicherweise wird der ungesättigte Durchlässigkeitsbeiwert infolge des tiefen volumetrischen Wassergehalts unterschätzt oder es sind präferentielle Sickerwege in der Natur vorhanden, die in den Berechnungen nicht modelliert werden. Nichtsdestotrotz werden durch die Berechnungsergebnisse sowohl die Eignung der Berechnungsmethode als auch die Qualität der mit unterschiedlichen Methoden bestimmten Bodenkennwerte bestätigt. Mit diesen Resultaten sollte das Vertrauen in die Relevanz der ungesättigten Bodenmechanik für die praxisbezogene geotechnische Analyse wachsen können.

6 Fazit

Diese Arbeit widmet sich dem Verhalten eines Flusssdammes unter wiederholter Hochwasserbelastung und wechselnder Witterung. Sie ist in drei Teile gegliedert: ein 425-tägiger Feldversuch, Laboruntersuchungen und eine numerische Modellierung des Feldversuches.

Für die Felduntersuchungen wurde ein 12.5 m langer Abschnitt des Rhonedamms bei Balt-schieder in der Nähe von Visp (VS) durch eine Spundwandzelle isoliert, in der durch Auffüllen der Wasserseite künstliche Hochwasser simuliert wurden. Die Antwort des Dammes wurde mit einem umfassenden Messsystem bestehend aus Piezometern zur Erfassung des Porenwasserdruckes, aus EnviroSmart- und TDR-Sonden zur Messung des volumetrischen Wassergehalts und von Tensiometern zur Messung der Saugspannung erfasst. Witterungsdaten wurden durch eine Meteostation registriert und wo nötig mit Daten der nah gelegenen Messstation Visp der MeteoSchweiz ergänzt. Während der Versuchsdauer von 425 Tagen wurde der Damm mehrmals durch hohe Wasserstände belastet und ein 3-tägiger Beregnungsversuch durchgeführt.

Parallel dazu wurden Laboruntersuchungen durchgeführt, in denen neben den üblichen Klassifikationsversuchen auch die Wasserretentionskurven mehrerer Proben bestimmt werden konnten. Mit Hilfe der Korngrößenverteilungskurven konnten zudem Wasserretentionskurven und ungesättigte Durchlässigkeitsbeiwerte anhand verschiedener Methoden rechnerisch bestimmt werden.

Die so bestimmten Bodenkennwerte wurden als Eingangsparameter für die numerische Modellierung des ganzen Feldversuchs verwendet. Zuerst wurden die wiederholten Hochwasser simuliert, anschliessend wurde auch die Witterung als zusätzliche Belastung einbezogen.

Die für den Feldversuch gesteckten Ziele wurden vollständig erreicht. Durch die Messungen konnte man sich ein Bild des Dammverhaltens machen und es konnten in situ 11 verschiedene Wasserretentionskurven durch Kombinieren der Wassergehalts- mit den Saugspannungsmessungen bestimmt werden.

Der Vergleich der im Feld und im Labor gemessenen und der rechnerisch mit Hilfe der Korngrößenverteilungen bestimmten Wasserretentionskurven lieferte folgende Erkenntnisse: die mit der "Modified Kovacs"-Methode (Aubertin et al., 1998; 2003) berechneten Kurven stimmen am besten mit den Feld-Wasserretentionskurven überein. Die Laborversuche lieferten flachere Wasserretentionskurven, die mit der Methode nach Arya & Paris (1981) gut angenähert werden können. Wenn keine Feldmessungen vorliegen, wird die Verwendung der "Modified Kovacs"-Methode (Aubertin et al., 2003) für die Bestimmung der Wasserretentionskurve empfohlen.

Nach der numerischen Modellierung des Feldversuches konnte der Vergleich der berechneten Werte des volumetrischen Wassergehaltes und der Saugspannung die Eignung der Berechnungsmethode und die Qualität der Bestimmung der Bodenkennwerte bestätigen. Somit liefert diese Arbeit einen bedeutenden Beitrag zur Erhöhung des Vertrauens in die Relevanz

der ungesättigten Bodenmechanik für die Analyse und Beurteilung des Verhaltens von wichtigen Schutzbauwerken wie Hochwasserschutzdämmen. Mit der Eignungsbestätigung der vereinfachten Bestimmung der Wasserretentionskurven ist auch ein bedeutender Nachteil in Bezug auf die Anwendung der ungesättigten Bodenmechanik aus dem Weg geräumt.

Die Wahl der geeignetsten Bestimmungsart der Funktionen der ungesättigten Bodeneigenschaften hat aber in Abhängigkeit der Kosten und des Risikos des jeweiligen Projektes zu erfolgen. Alle Methode eignen sich nicht für jede Ingenieurprobleme und es kann nicht immer auf die direkte Messung der ungesättigten Bodeneigenschaften verzichtet werden. Dazu sei noch auf die von Fredlund & Houston (2009) aufgestellten Protokolle für die Bestimmung der Funktionen der ungesättigten Bodenparameter hingewiesen, die unter Berücksichtigung der in dieser Arbeit gewonnen Kenntnisse viel mehr in der Praxis verbreitet werden sollten.

Diese Arbeit untersuchte nur den Problemkreis Strömung, liefert aber mit den gemessenen und berechneten Wasserretentionskurven die Basis für die Behandlung der Problemkreise Scherfestigkeit und Verformungsverhalten.

Da alle untersuchten Böden granular und nicht-plastisch waren, sind die Schlussfolgerungen vor einer Anwendung bei feinkörnigen Böden, insbesondere bei Tonen, zu überprüfen. Weitere Untersuchungen in diesem Bereich, z.B. über die Anwendung der verschiedenen Methoden zur Bestimmung der Wasserretentionskurve der feinkörnigen, plastischen Böden, werden empfohlen. Ebenfalls empfehlenswert wären Arbeiten, die die Übertragung der Laborresultate auf die Feldbedingungen ermöglichen.

7 Literaturverzeichnis

- Arya, L.M. & Paris, J.F. (1981). A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. *Soil Science Society of America Journal*, 45(6): 1023-1030.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussi re, B. & Chapuis, R.P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40: 1104-1122, doi:10.1139/T03-054.
- Aubertin, M., Ricard, J.-F. & Chapuis, R.P. (1998). A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1): 55-69, doi:10.1139/t97-080.
- BAFU. (2012). *Auswirkungen der Klima nderung auf Wasserressourcen und Gew sser.Synthese Bericht zum Projekt <<Klima nderung und Hydrologie in der Schweiz>> (CCHydro).*
- Barbour, S.L. (1998). Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium; the soil-water characteristic curve; a historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(5): 873-894.
- Benson, C.H. & Gribb, M.M. (1997). Measuring unsaturated hydraulic conductivity in the laboratory and field *Proceedings of the 1997 1st Geo-Institute Conference, July 16, 1997 - July 19, 1997*, Logan, UT, USA, ASCE, 113-168.
- Bezzola, G.R., Hegg, C. & Koschni, A. (2008). Hochwasser 2005 in der Schweiz - Synthesebericht zur Ereignisanalyse. Bern: UVEK, Eidg. Departement f r Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation.
- Bishop, A.W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, 106(39): 859-863.
- Brooks, R.H. & Corey, A.T. (Eds.). (1996) (Colorado State University ed., Vols. 3). Fort Collins: Colorado State University.
- Burdine, N.T. (1953). Relative permeability calculations from pore size distribution data. *Transactions of the Metallurgical Society of AIME*, 198: 71-78.
- Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *G otechnique*, 40(3): 329-378.
- BWG. (2001). Hochwasserschutz an Flie遝gew ssern *Wegleitung 2001* (pp. 72). Biel: Bundesamt f r Geologie.
- BWG. (2002). Hochwasser 2000 - Les crues 2000 *Ereignisanalyse/Fallbeispiele* (Vol. Berichte des BWG, Serie Wasser Nr. 2). Bern: Bundesamt f r Wasser und Geologie BWG.
- Calanca, P., Smith, P., Holzk mper, A. & Ammann, C. (2011). Die Referenzverdunstung und ihre Anwendung in der Agrarmeteorologie. *Agrarforschung Schweiz*, 2(4): 176-183.
- Carman, P.C. (1956). *Flow of gases through porous media*. (Butterworth ed.)(Pub), London.
- Carrier, W.D.I. (2003). Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(11): 3.
- Casini, F., Serri, V. & Springman, S.M. (2013). Hydromechanical behaviour of a silty sand from a steep slope triggered by artificial rainfall: from unsaturated to saturated conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(1): 28-40, doi:dx.doi.org/10.1139/cgj-2012-0095.
- Chapuis, R. (2012). Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(3): 401-434, doi:10.1007/s10064-012-0418-7.
- Chapuis, R.P. (2004). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5): 787-795, doi:10.1139/t04-022.
- Chapuis, R.P. & Aubertin, M. (2003a). On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3): 616-628, doi:10.1139/t03-013.

-
- Chapuis, R.P. & Aubertin, M. (2003b) *Predicting the coefficient of permeability of soils using the Kozeny-Carman equation* (Technical Report No. EPM-RT-2003-03), Ecole Polytechnique de Montréal.
- Childs, E.C. & Collis-George, N. (1950). The permeability of porous materials. *Proceedings of the Royal Society, London*, 201A: 392-405.
- Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon* (Pub), Paris.
- DFI. (1964). *La correction du Rhône en amont du lac Léman*. Département fédéral de l'intérieur, Office central fédéral des imprimés et du matériel (Pub), Berne.
- DIN. (2013). Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern (Vol. DIN 19712, pp. 68). Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V. .
- DWA. Merkblatt DWA -M 507-1, Deiche an Fließgewässern.
- DWA. (2011). Deiche an Fließgewässern, Teil 1: Planung, Bau und Betrieb (Vol. Merkblatt DWA-M 507-1, pp. 108). Hennef, D: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA).
- EVED. (1991). Ursachenanalyse der Hochwasser 1987 - Ergebnisse der Untersuchungen *Mitteilung des Bundesamtes für Wasserwirtschaft* (EDMZ ed., Vol. 4). Bern.
- Fredlund, D.G. (1979). Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(1): 121-139, doi:10.1139/t79-011.
- Fredlund, D.G. (1995). The scope of unsaturated soil mechanics: An overview. in (eds), A.D. (Editor), *First International Conference on Unsaturated Soils*, Paris, 3:1155-1177.
- Fredlund, D.G. (2000). The 1999 R. M. Hardy lecture; the implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5): 963-986.
- Fredlund, D.G. (2006). Unsaturated soil mechanics in engineering practice. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(3): 286-321.
- Fredlund, D.G. & Houston, S.L. (2009). Protocol for the assessment of unsaturated soil properties in geotechnical engineering practice. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(6): 694-707.
- Fredlund, D.G. & Morgenstern, N.R. (1977). Stress State Variables For Unsaturated Soils. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(5): 447-466.
- Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993). An overview of unsaturated soil behaviour. *Geotechnical Special Publication*, 39: 1-31.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H. & Fredlund, M.D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc. (Pub).
- Fredlund, D.G. & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 12.
- Fredlund, D.G., Xing, A. & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4): 533-546.
- Gardner, W.R. (1956). Calculation of Capillary Conductivity from Pressure Plate Outflow Data. *Soil Science Society of America Journal*, 20(3): 317-320, doi:10.2136/sssaj1956.03615995002000030006x.
- Gardner, W.R. (1958) *Mathematics of isothermal water conduction in unsaturated soils* (Technical Report No. Special Report 40), Highway Research Board.
- GEO-SLOPE International Ltd. (2012). *Seepage Modeling with SEEP/W* (2012 ed.)(Pub), Calgary, Alberta, Canada.
- Hazen, A. (1911). Discussion of "Dams on sand foundations". *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 73 (199-203).
- Kovacs, C. (1981). *Seepage hydraulics*. Elsevier, Amsterdam (Pub).
- Kozeny, J. (1927). Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden. *Sitzungsberichte Wiener Akademie*, 136 (2a): 271-306.

- Lang, H.-J. (1998). Grundbauliche Aspekte von Hochwasserschutzdämmen. *Wasser Energie Luft*, 90(1/2): 25-27.
- Leong, E. & Rahardjo, H. (1997). Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12): 1118-1126, doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:12(1118)
- Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M. & Mbonimpa, M. (2012). Predicting Hysteresis of the Water Retention Curve from Basic Properties of Granular Soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(5): 1147-1159, doi:10.1007/s10706-012-9529-y.
- Mayor, P.A. (2009). Hochwasserschutz an Wildbächen, mittleren und kleinen Gewässern in der Schweiz *Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen Handbuch für Theorie und Praxis*, Siegen, De, Richard A. Hermann Jürgen Jensen, III:25-36.
- Mayor, P.A., Springman, S.M. & Teyssie, P. (2008). In situ field experiment to apply variable high water levels to a river levee. in Toll, D.G., Augarde, C.E., Gallipoli, D. & Wheeler, S.J. (Editors), *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering*, Durham, United Kingdom, Taylor & Francis, 2008, 947-952, doi:10.1201/9780203884430.ch131.
- Mitchell, J.K. (1993). *Fundamentals of soil behaviour* (2nd Edition ed.). John Wiley & Sons, Inc. (Pub), New York.
- Mualem, Y. (1976). A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media. *Water Resources Research*, 12(3): 513-522.
- Pham, H.Q., Fredlund, D.G. & Barbour, S.L. (2005). A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6): 1548-1568, doi:10.1139/t05-071.
- Primault, B. (1962). Du calcul de l'évapotranspiration. *Arch. Met. Geoph. Biocl.*, Series B12: 124-150.
- Schwank, M., Green, T.R., Mätzler, C., Benedickter, H. & Flühler, H. (2006). Laboratory Characterization of a Commercial Capacitance Sensor for Estimating Permittivity and Inferring Soil Water Content. *Vadose Zone J.*, 5(3): 1048-1064, doi:10.2136/vzj2006.0009.
- Skempton, A.W. (1961). Effective stress in soils, concrete and rocks *Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*, Butterworths, 4-16.
- Speich, D. (2002). *Linth Kanal. Die korrigierte Landschaft - 200 Jahre Geschichte*. Verlag Baeschlin (Pub), Glarus.
- Thielen, A. (2008). *Einfluss der Bodensättigung auf die Stabilität von Hängen*. No. 17303, IGT / ETH, www.igt.ethz.ch, Zurich.
- Topp, G.C., Wavis, J.L. & Annan, A.P. (1980). Electromagnetic determination of soil water content. *Water Resour. Res.*, 16: 574-582.
- van Genuchten, M.T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5): 892-898.
- Vischer, D.L. (2003). Die Geschichte des Hochwasserschutzes in der Schweiz *Berichte des BWG, Serie Wasser* (Vol. Nr. 5, pp. 208). Bern.

Anhang 1

Bohrprofile

Dienststelle für Strassen- und Flussbau Kanton Wallis 3. Rhônekorrektur Versuchszelle: Visp, Damm	Sondierbohrung: Mst. 1 : 125 SB01 Los	Beilage: 1-1
ROVINA + PARTNER AG Geologie – Geotechnik – Hydrogeologie 3953 Varen / VS tel 027 473 48 48 / fax 027 473 49 40	Gemeinde: Baltschieder Koordinaten: ca. 631'831 / 128'357 OK-Terrain: 645.30 m üNN OK-Rohr: Rohrabschluss: Bemerkung:	Bohrfirma: Motz & Zorzi SA Bohrmeister: Crettenand ausgeführt: 26.03.2007 geol. Aufnahme: Rovina H. Datum: 26.03.2007

Tiefe OK-T	Profil	Labor Nr	Beschreibung des Bohrgutes	USCS (Feldkt.)	Geologie	in situ-Versuche Geotechnik k-Werte	Kote
						ROD Frakturierung /m' k ₁ k ₂ k ₃ k ₄	
0.00			Feinkies, stark sandig, leicht siltig mit einzelnen Steinen, schwarz – grau; kohäsionslos, Gerölle Bündnerschiefer	GP-GM	Damm	Quarzsand	645
0.90			Sand siltig, stark kiesig (kristalline Gerölle, gut gerundet) mit organischen Beimengungen (Wurzeln) schwach bindig, braun – beige; an der Basis einzelne Steine	SP-SM			
1.60			Mittelsand, lokal leicht siltig mit einzelnen (gerundeten) Kiesgeröllen, grau-grün	SP			
2.0-2.2m					oli		
2.2-2.5m							
3.5-4.0m							
4.00			Mittelkies, stark sandig, sauber, grau; kohäsionslos, Gerölle gut gerundet	GP			
4.70			Mittel- bis Feinsand, stark kiesig, grau; Gerölle vereinzelt eckig, sonst gut gerundet; kohäsionslos	SP	oRss		640 26.03.2007 6.00
6.0-6.5m							
7.50			Grobsand, leicht siltig, graugrün; homogen, kohäsionslos	SP			
9.70			Kies, stark sandig, leicht siltig, vereinzelt Steine, graugrün; Gerölle gut gerundet, kohäsionslos	GP	uRss		
9.80			organisches Material, Torf, Geruch von Schwefelwasserstoff	OL			
10.0-10.5m			Feinsand, siltig, geschichtet, dunkelgrau; schwach bindig mit Steinlage bei 10.8 – 11.0m; gegen unten hin zunehmend siltig	SW-SM			635
11.30			Grobsand, leicht kiesig (Gerölle gerundet), leicht siltig, dunkelgrau – grün; kohäsionslos	SP	uRss		
12.00			Kies, sauber, stark grobsandig, hellgrau; gut abgestuft, Gerölle 1 – 5cm	GW			
12.90			Mittelsand, leicht siltig, stark kiesig, grau-grün; Gerölle der Kiesfraktion gerundet, Ø 1-4cm	SP			
15.00			Feinsand, stark siltig mit org. Beimengungen, schwarz, bindig	OL			630
15.20			Kies, stark grob- bis mittelsandig, grau-grün; Ø1-6cm, gut gerundet	GW			605
15.50							

P1, P2: Piezometer

Probenverzeichnis:

Tiefe	Labornummer
2.0 - 2.2 m	47427
2.2 - 2.5 m	47420
3.5 - 4.0 m	47430
6.0 - 6.5 m	47421
10.0 - 10.5 m	47422

(Probenverzeichnis und Piezometereinbau durch IGT ergänzt)

Dienststelle für Strassen- und Flussbau Kanton Wallis 3. Rhônekorrektur Versuchszelle: Visp, Damm	Sondierbohrung: Mst. 1 : 125 SB02 Los	Beilage: 1-2
ROVINA + PARTNER AG Geologie – Geotechnik – Hydrogeologie 3953 Varen / VS tel 027 473 48 48 / fax 027 473 49 40	Gemeinde: Baltschieder Koordinaten: ca. 631'831 / 128'357 OK-Terrain: 645.27 m ÜNN OK-Rohr: Rohrabschluss: Bemerkung:	Bohrfirma: Moix & Zorzi SA Bohrmeister: Crettenand ausgeführt: 27.03.2007 geol. Aufnahme: Rovina H. Datum: 28.03.2007

Tiefe OK-T	Profil	Labor Nr	Beschreibung des Bohrgutes	USCS (Feldkl.)	Geologie	in situ-Versuche Geotechnik k-Werte	Kote
						RQD Frakturierung /m'	
0.00			Feinkies, stark sandig, leicht siltig mit einzelnen Steinen, schwarz – grau; kohäsionslos, Gerölle Bündnerschiefer	GP-GM	Damm		645
0.70			Sand siltig, stark kiesig (kristalline Gerölle, gut gerundet) mit organischen Beimengungen (Wurzeln) schwach bindig, braun	SP-SM			
1.40			Feinkies – Kies, siltig auf reichlich Feinsand, braun – grau, schwach bindig	GM	oli		
2.00							
2.00-2.4m							
3.1-3.6m							
4.0-4.2m			Mittelsand, lokal leicht siltig, grau-grün mit einzelnen eckigen Kiesgeröllen bei 3.30m Steine	SP	oRss		640
4.2-4.6m							
6.2-6.85m							
7.10							
8.90			Kies, stark grobsandig, grau-grün; Gerölle gut gerundet, Ø 1-6cm,	GP	uli		
9.40			Kies, siltig, leicht grobsandig, braun-grau; schwach bindig	GM			
9.60			Silt, tonig, mit Steinen, organisch, dunkelbraun; bindig	OL			
10.00			Kies, leicht siltig, stark grobsandig, grau-grün; gut gerundet	GW			
10.20			Mittelsand, siltig, hellgrau-grün, schwach bindig	SM			635
12.40			Grob- bis Mittelsand, sauber, gegen unten hin leicht siltig, grau	SP			
13.20			Feinsand, siltig mit kohligen Beimengungen, schwarz-grau, schwach bindig	SM			

Quarzsand

Compactonit-Kugeln

P4

P3

Bern.: keine Angabe über den Grundwasserspiegel

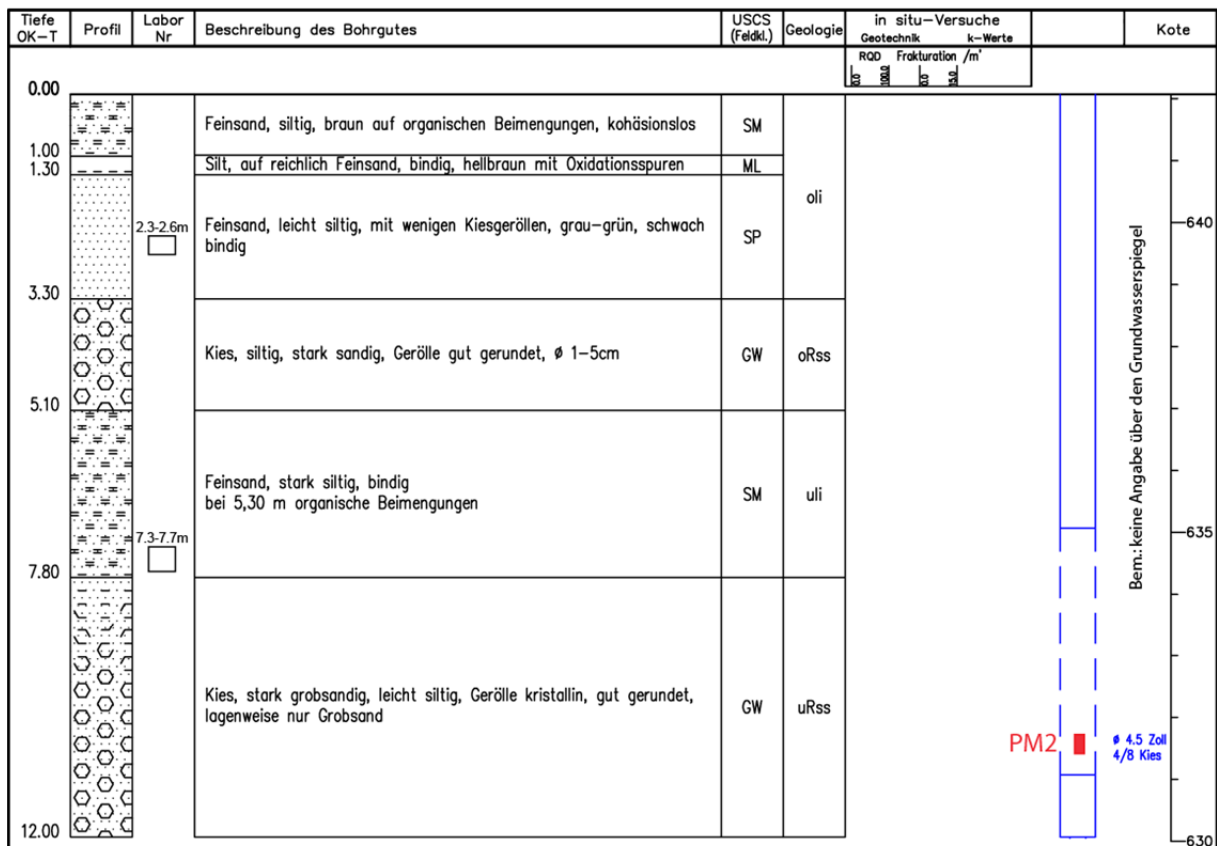
P3, P4: Piezometer

Probenverzeichnis:

Tiefe	Labornummer
1.8 - 2.0 m	47426
2.0 - 2.4 m	47423
3.1 - 3.6 m	47431
4.0 - 4.2 m	47428
4.2 - 4.6 m	47424
6.2 - 6.85 m	47429
6.85 - 7.1 m	47425

(Probenverzeichnis und Piezometereinbau durch IGT ergänzt)

Dienststelle für Strassen- und Flussbau Kanton Wallis 3. Rhônekorrektur Versuchszelle: Visp, Damm	Sondierbohrung: Mst. 1 : 125 SB03 Los		Beilage: 1-3
	Gemeinde: Baltschieder Koordinaten: ca. 631'831 / 128'357 OK-Terrain: 642.04 m üNN OK-Rohr: 642.04 ±0 Rohrschluss: Stahlrohr Bemerkung: Einfachpiezometer		Bohrfirma: Moix & Zorzi SA Bohrmeister: Crettenand ausgeführt: 29.03.2007 geol. Aufnahme: Rovina H. Datum: 29.03.2007
ROVINA + PARTNER AG Geologie - Geotechnik - Hydrogeologie 3953 Varen / VS tel 027 473 48 48 / fax 027 473 49 40			



PM2: Pegelmesser

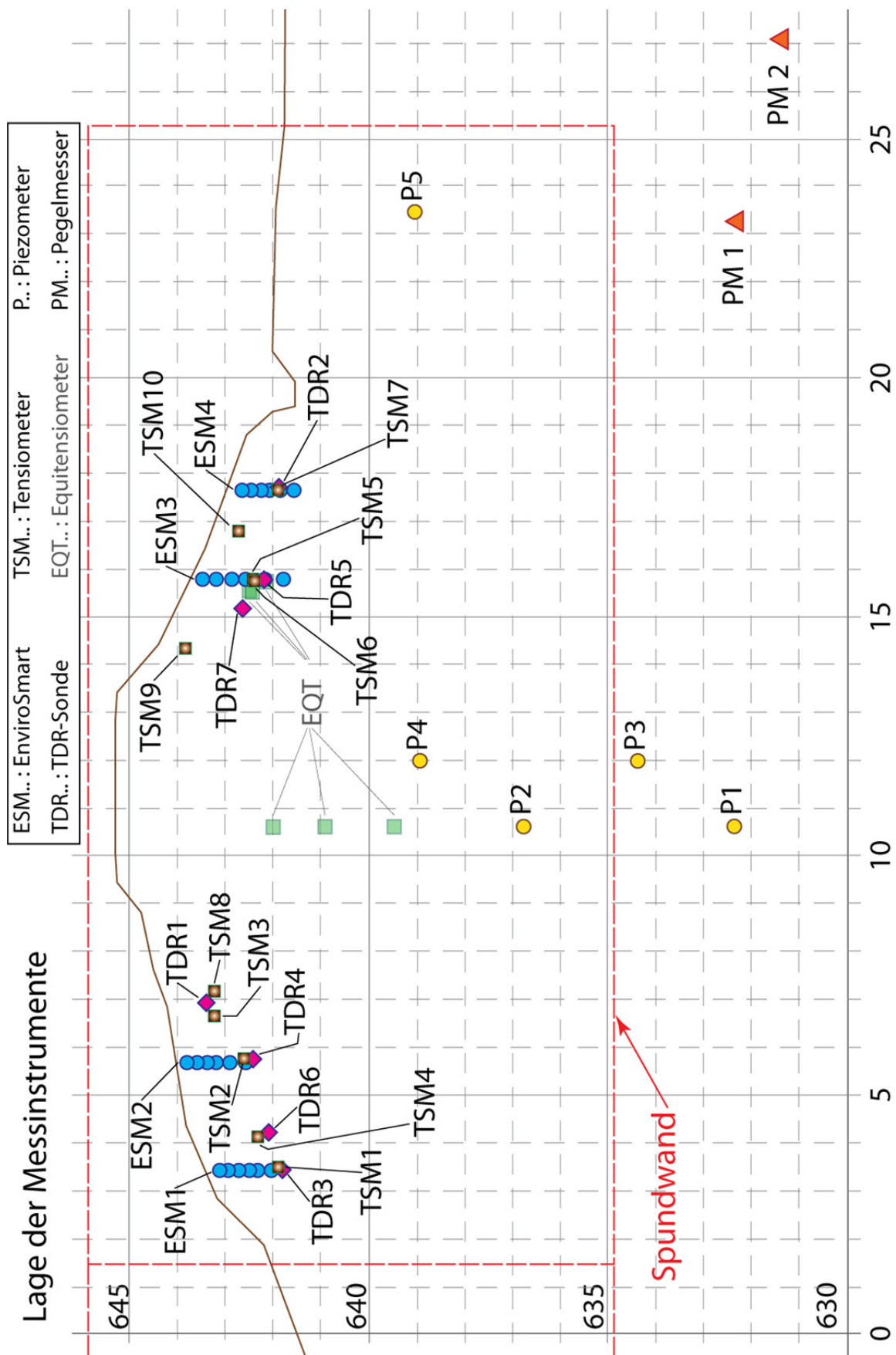
Probenverzeichnis:

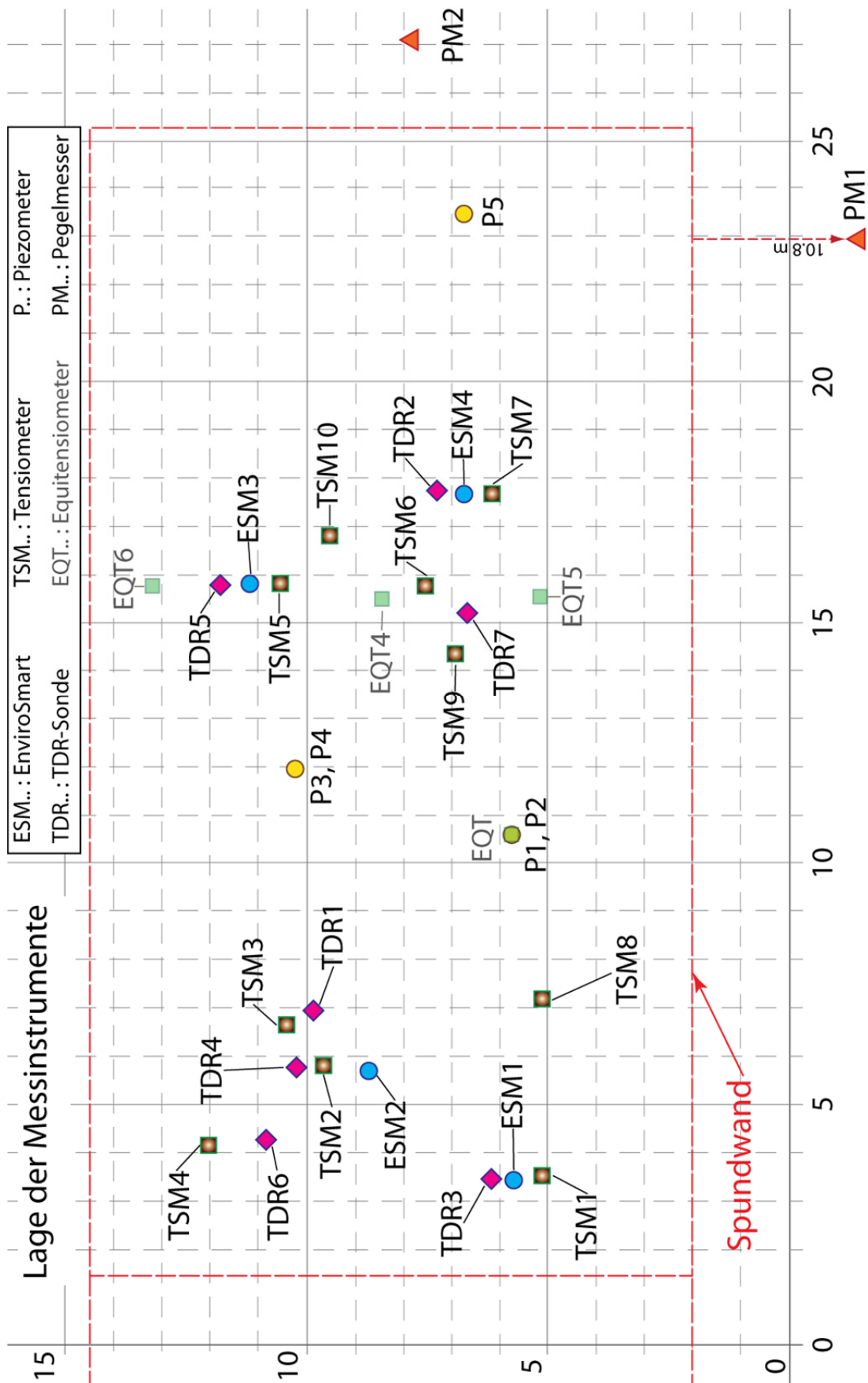
Tiefe	Labornummer
2.3 - 2.6 m	47238-20
7.3 - 7.7 m	47238-21

(Probenverzeichnis und Piezometereinbau durch IGT ergänzt)

Anhang 2

Instrumentierung

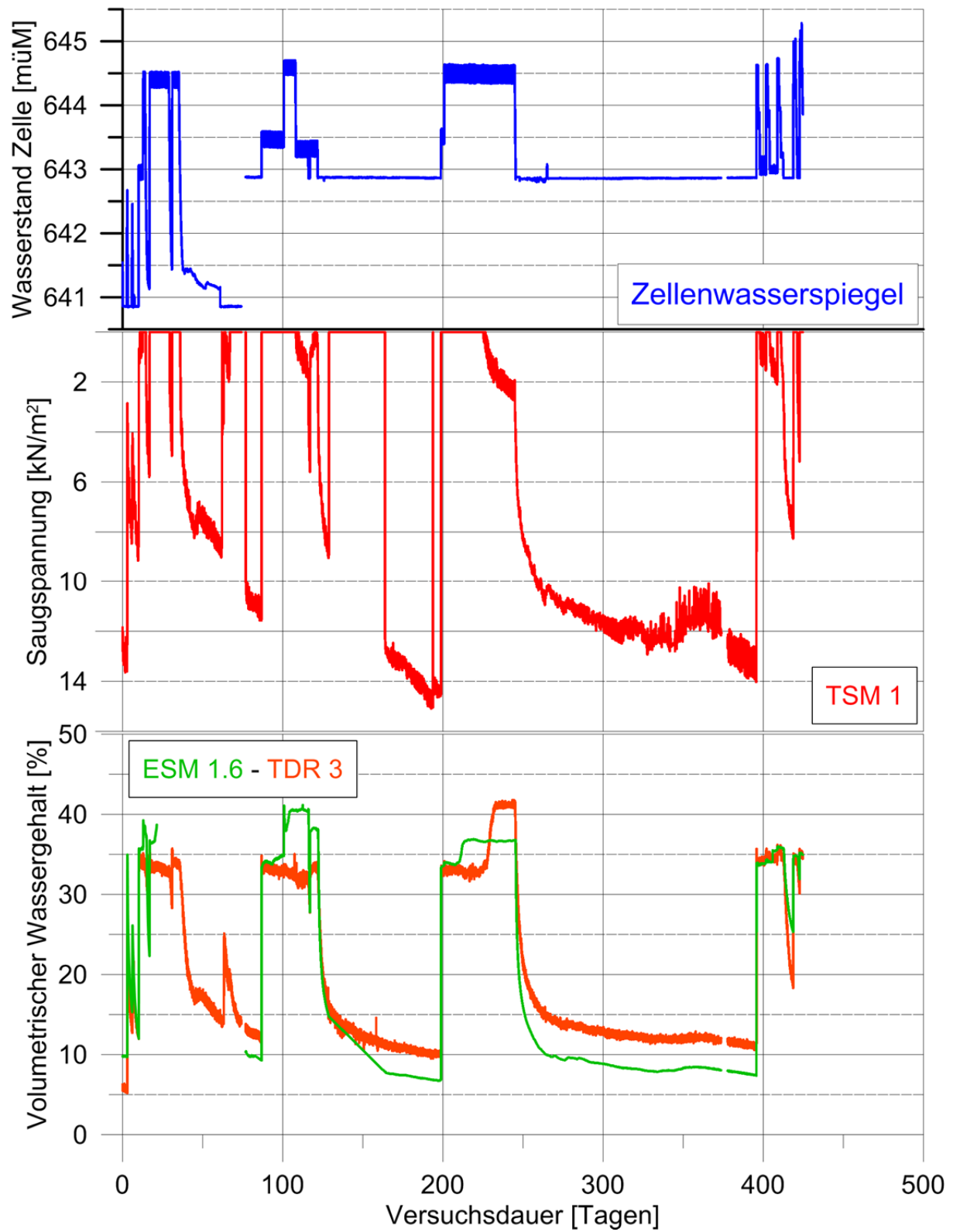


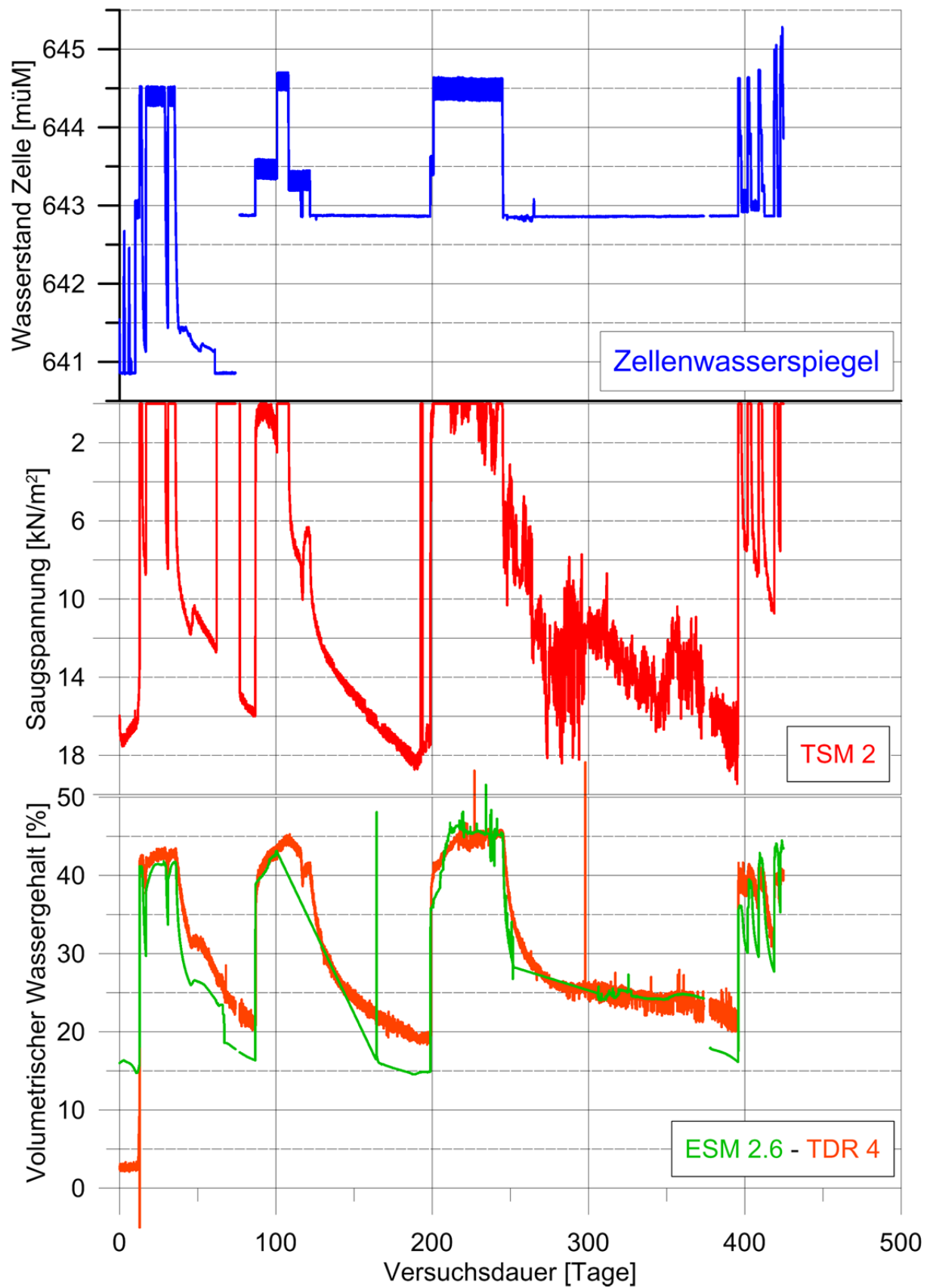


Anhang 3

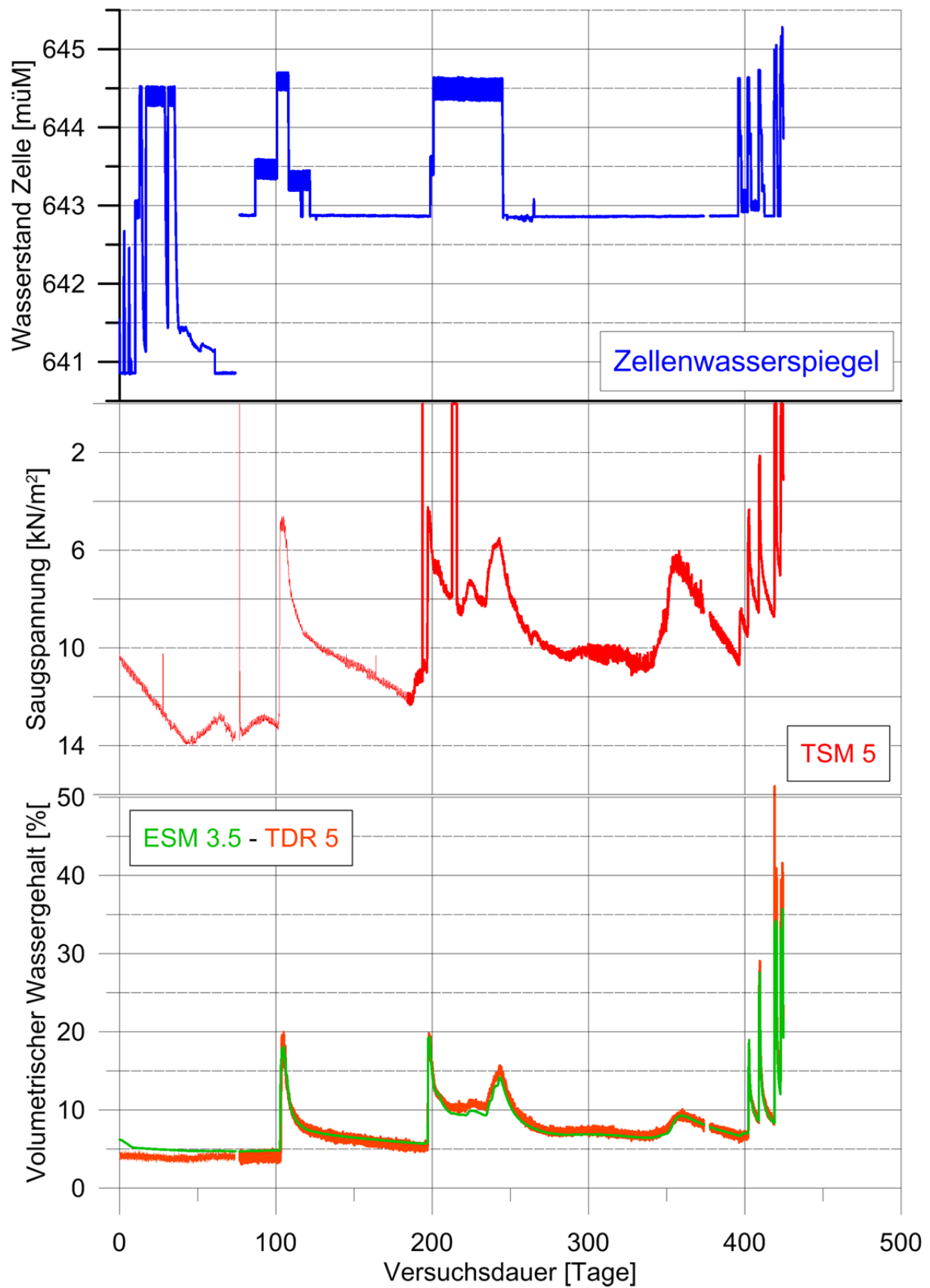
Messstellen A bis G

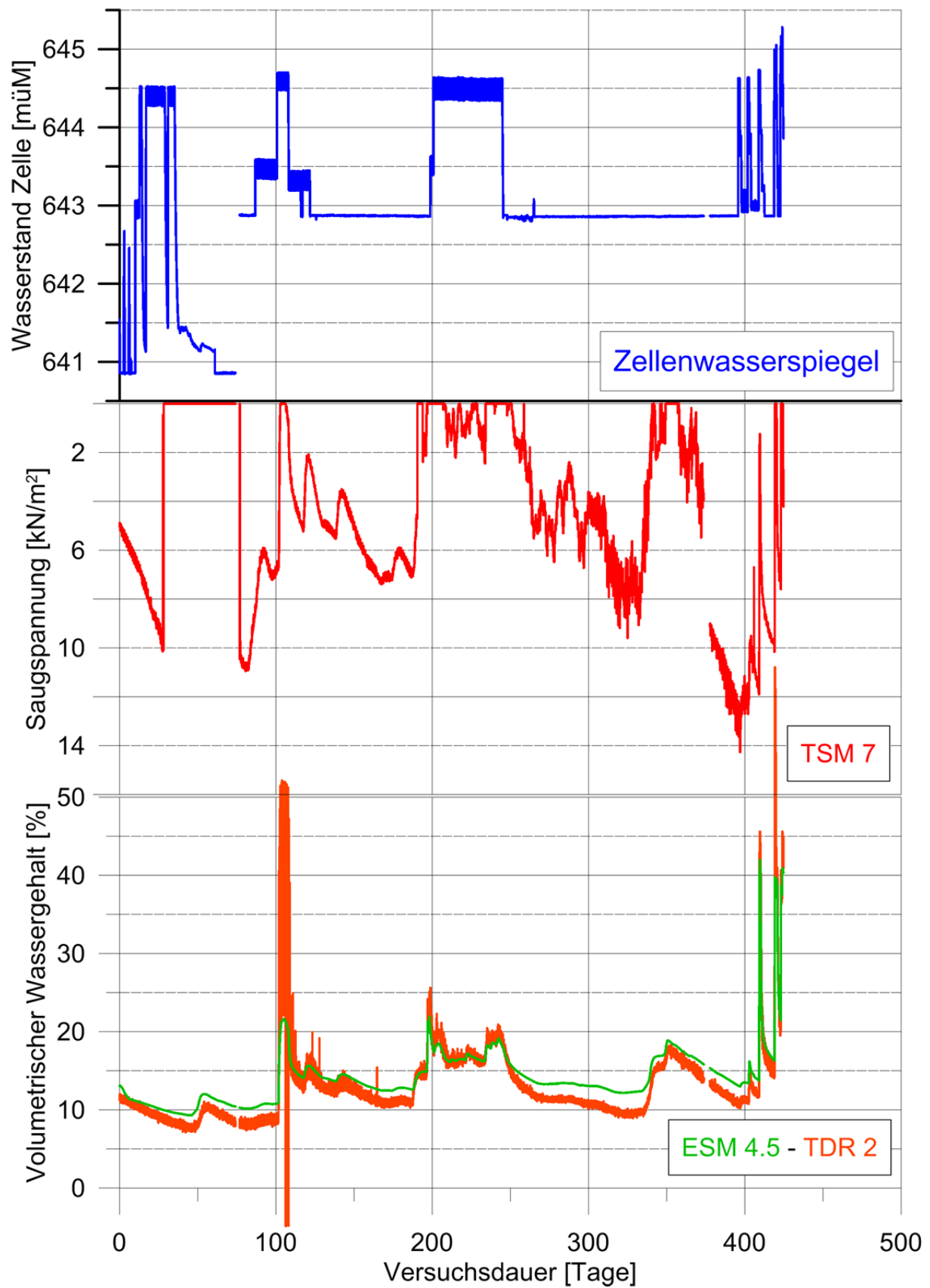
Messstelle A: TSM 1, ESM 1.6, TDR 3



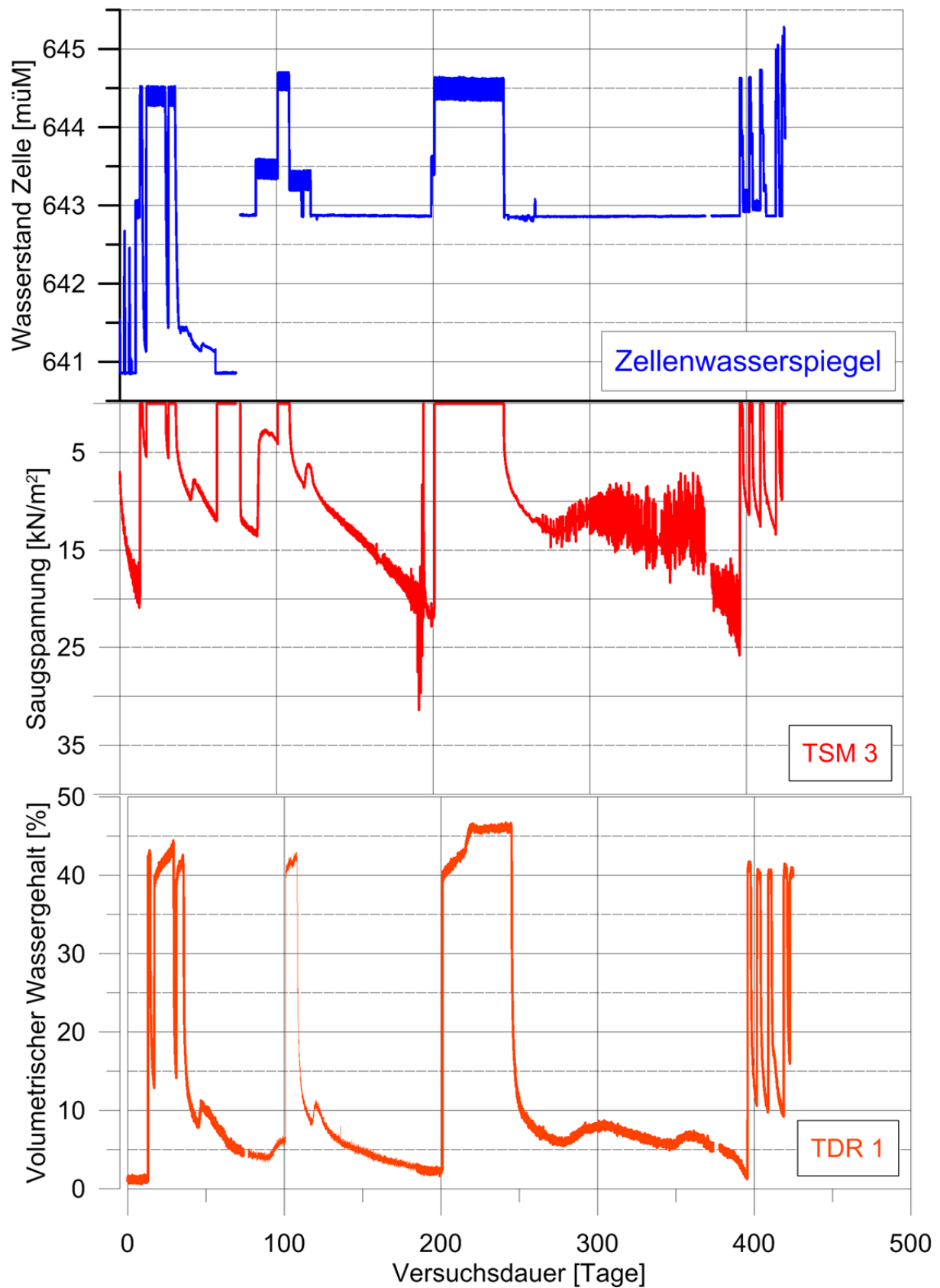
Messstelle B: TSM 2, ESM 2.6, TDR 4

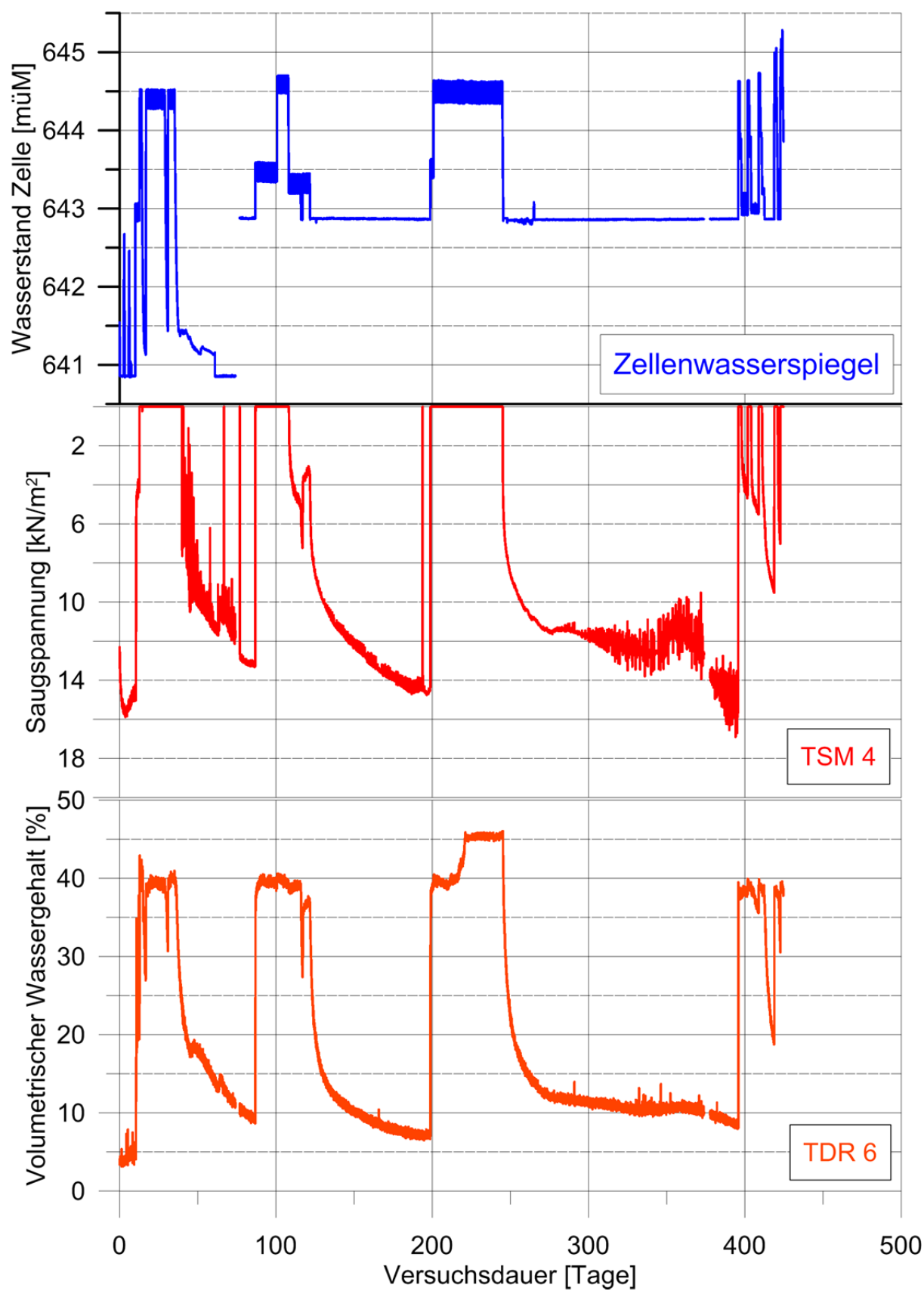
Messstelle C: TSM 5, ESM 3.5, TDR 5



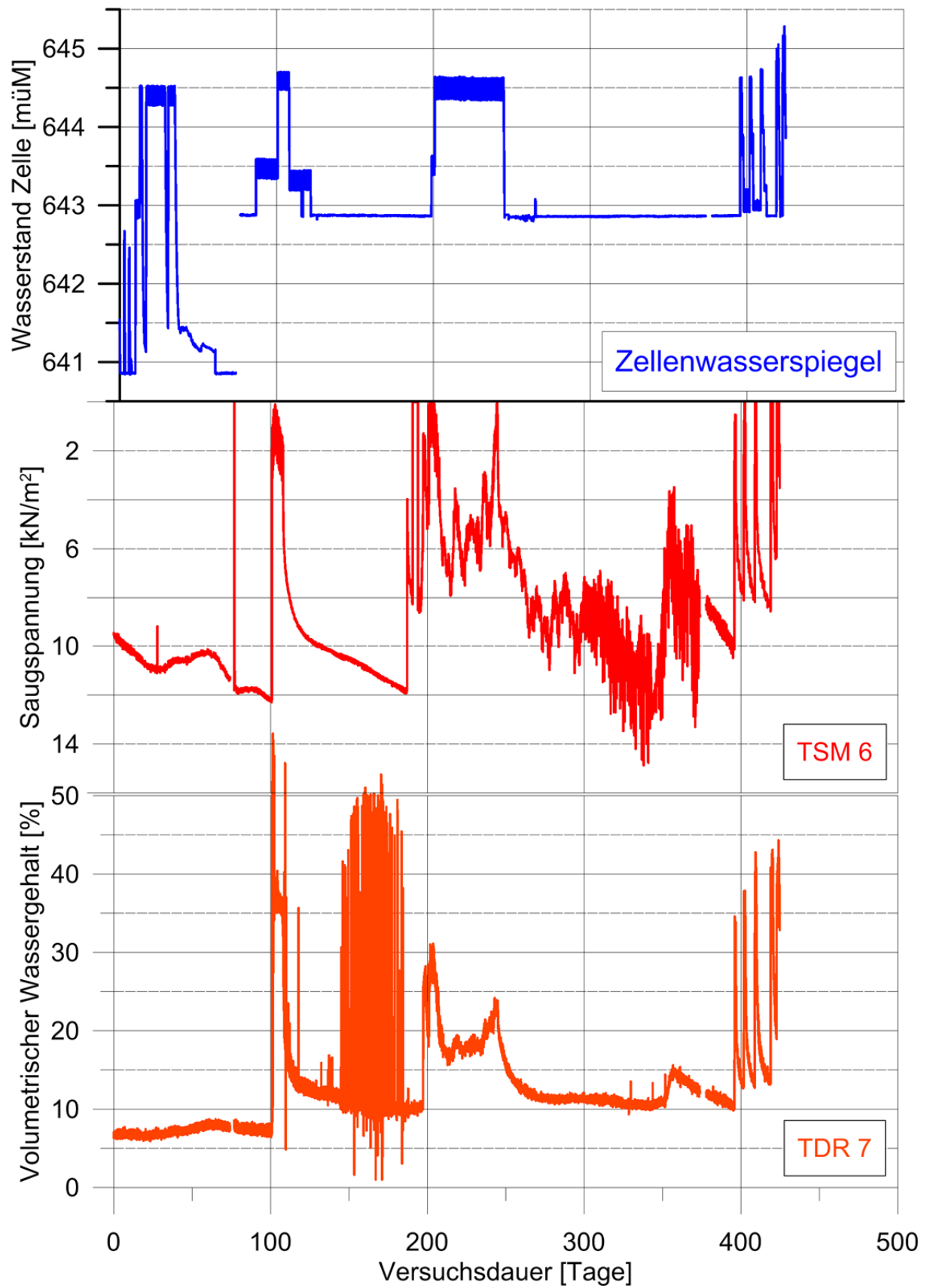
Messstelle D: TSM 7, ESM 4.5, TDR 2

Messstelle E: TSM 3, TDR 1



Messstelle F: TSM 4, TDR 6

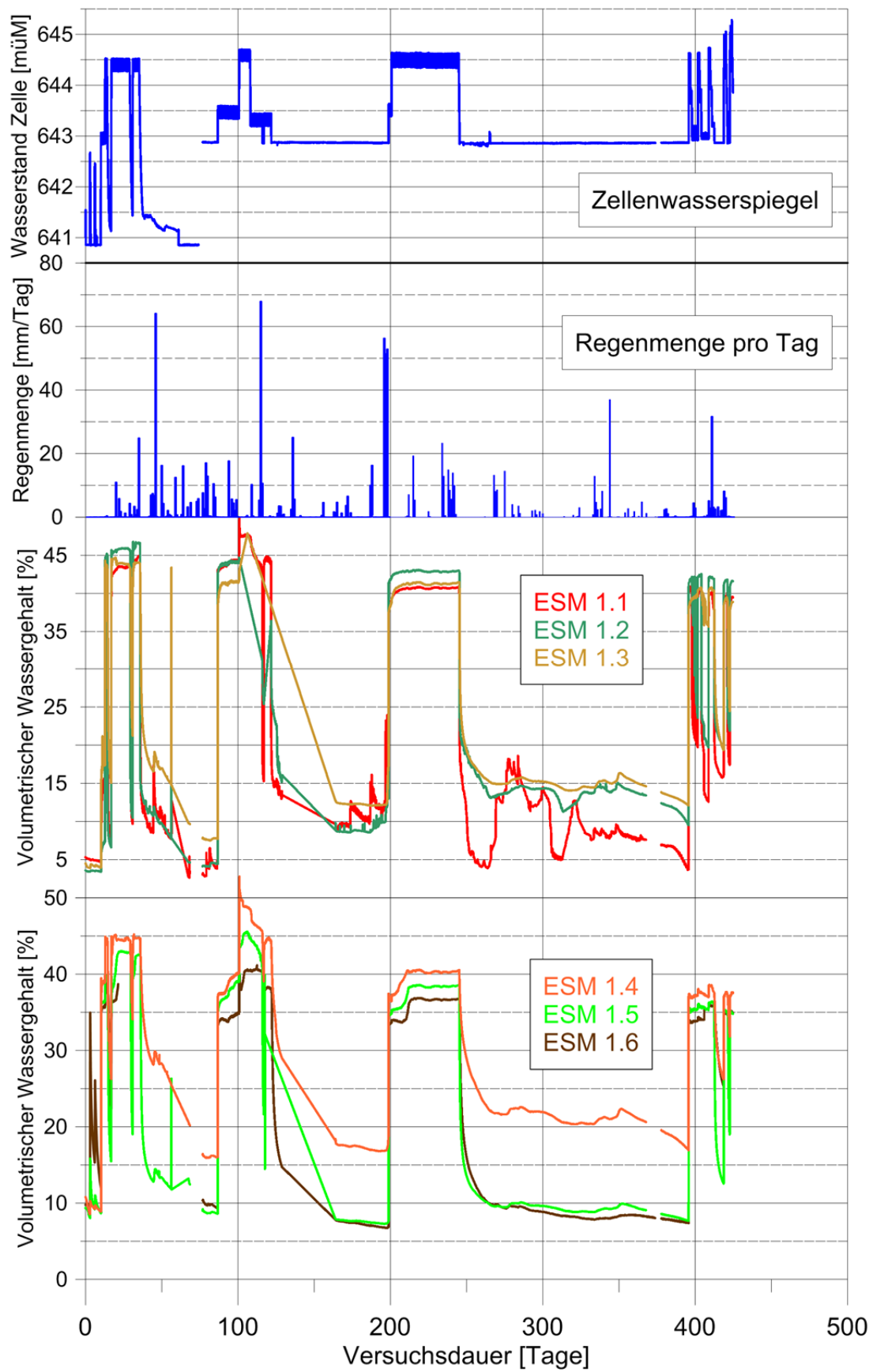
Messstelle G: TSM 6, TDR 7



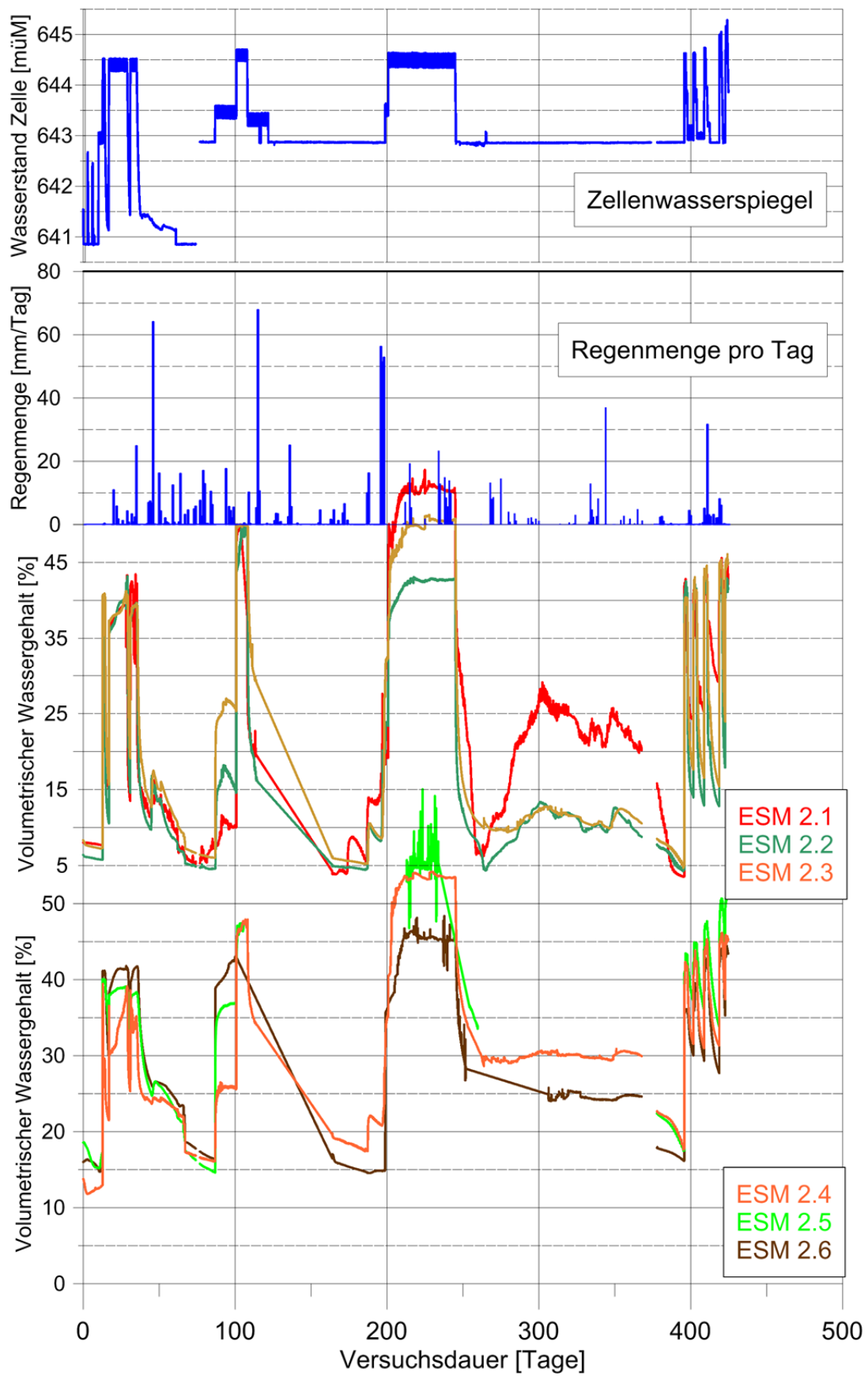
Anhang 4

Wassergehaltmessungen: EnviroSmart

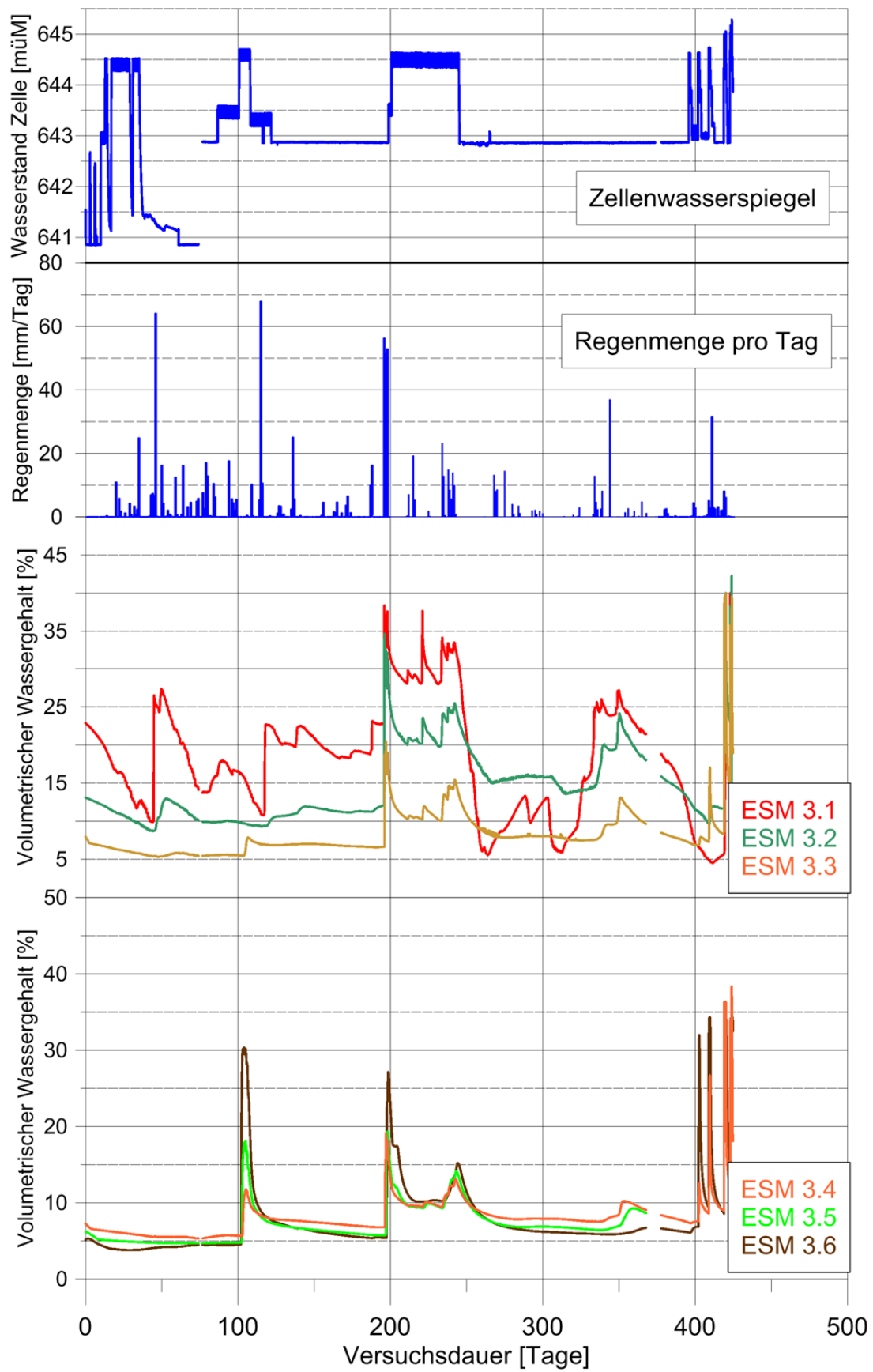
EnviroSmart 1



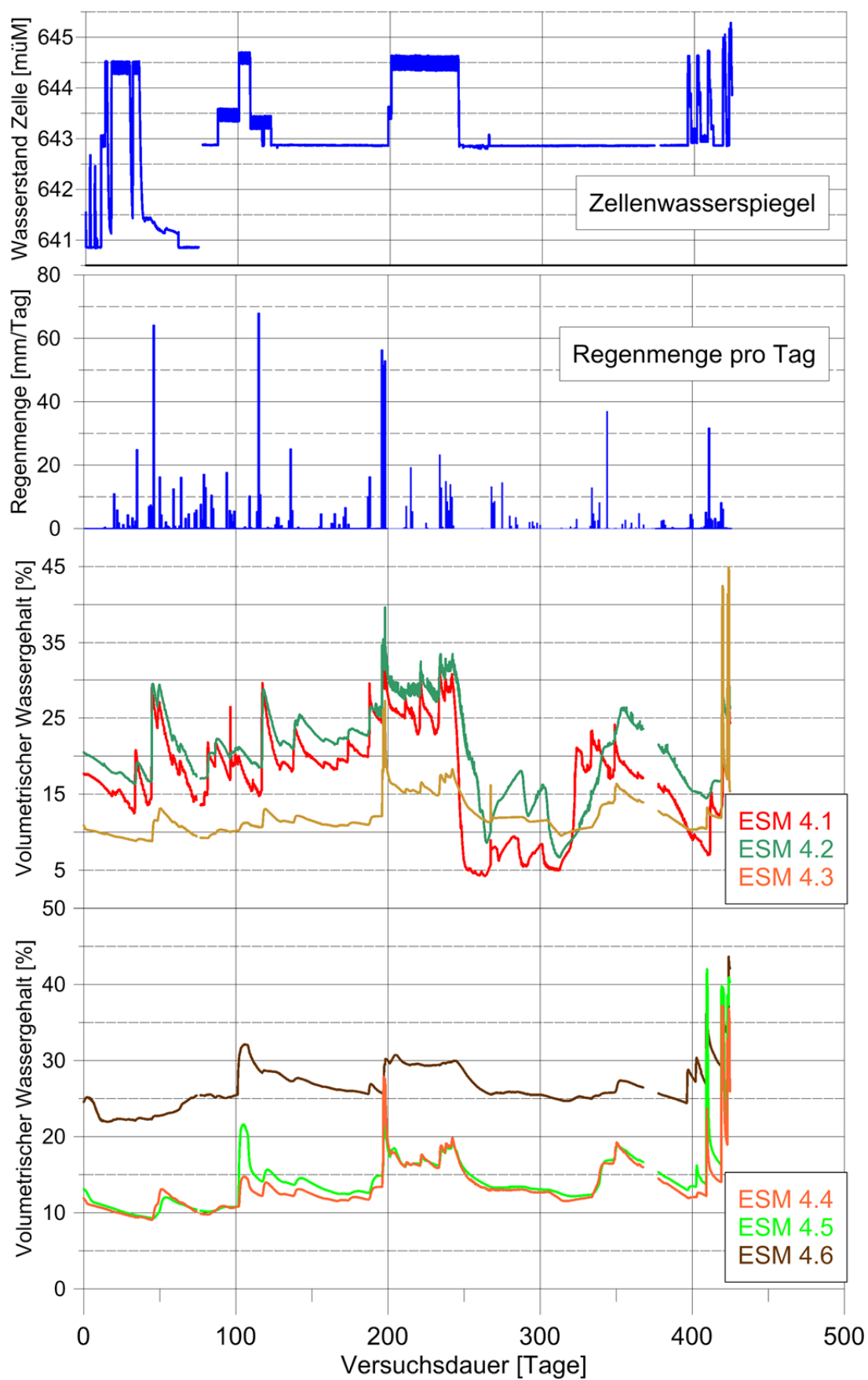
EnviroSmart 2



EnviroSmart 3



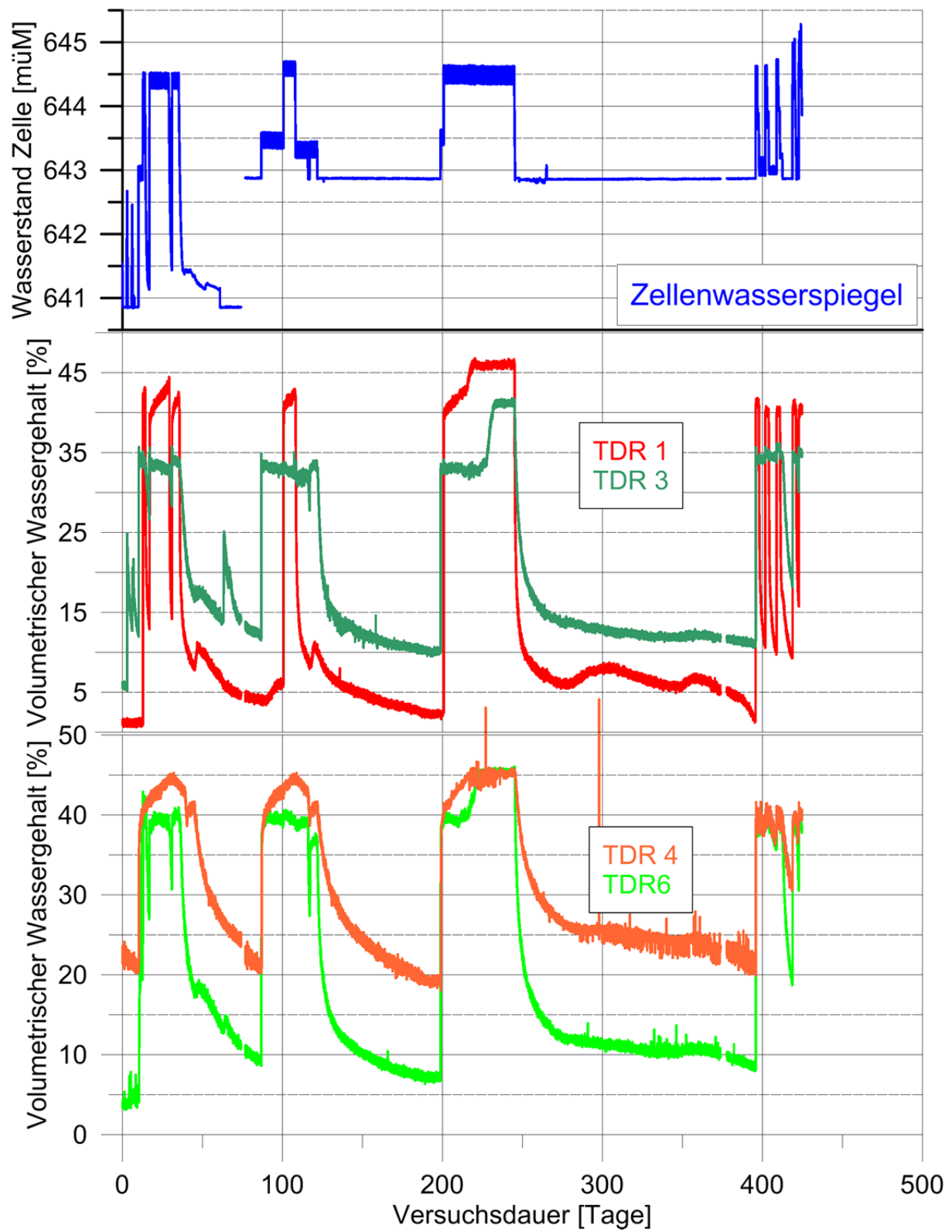
EnviroSmart 4



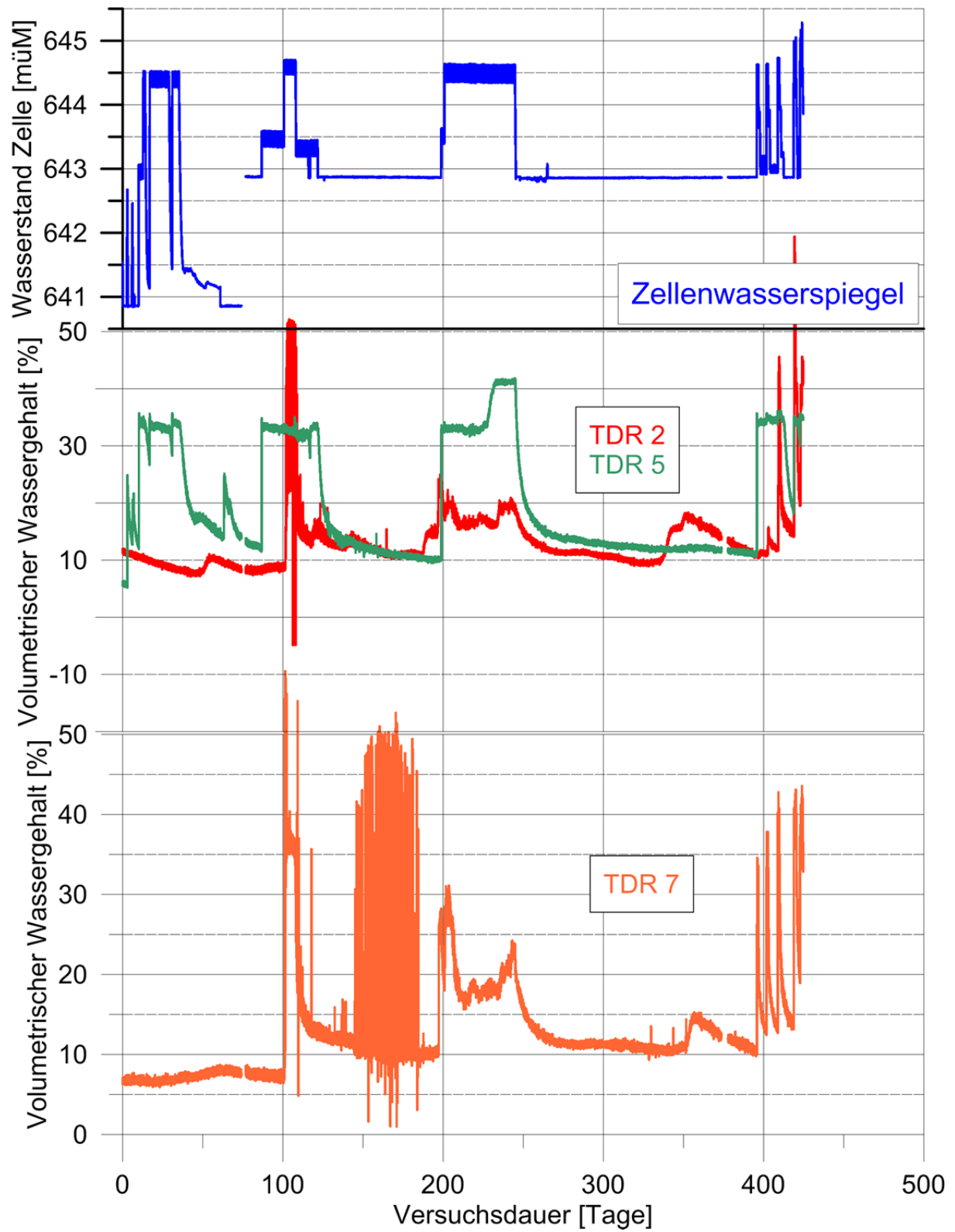
Anhang 5

Wassergehaltmessungen: TDR

TDR: Flusseite



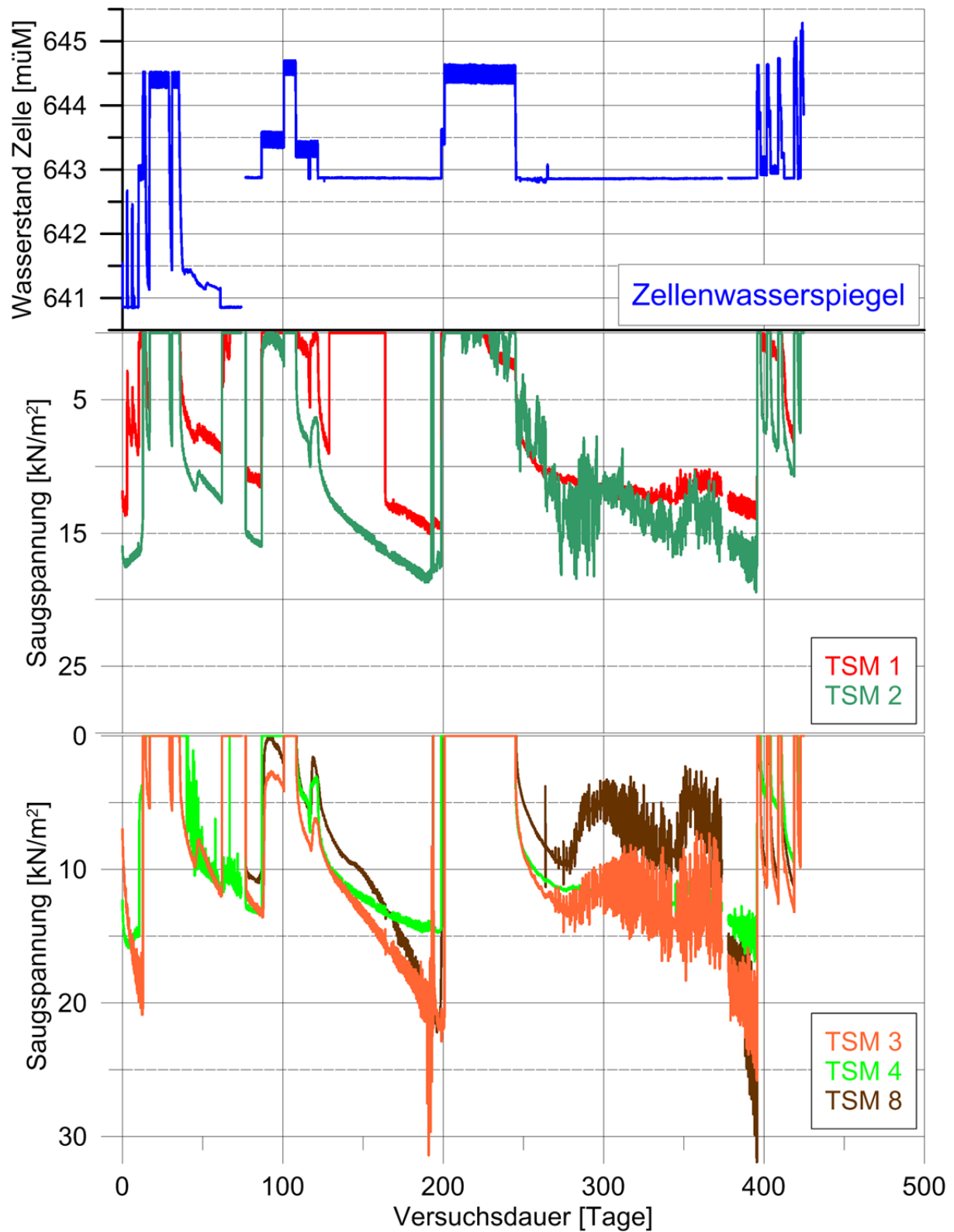
TDR: Landseite



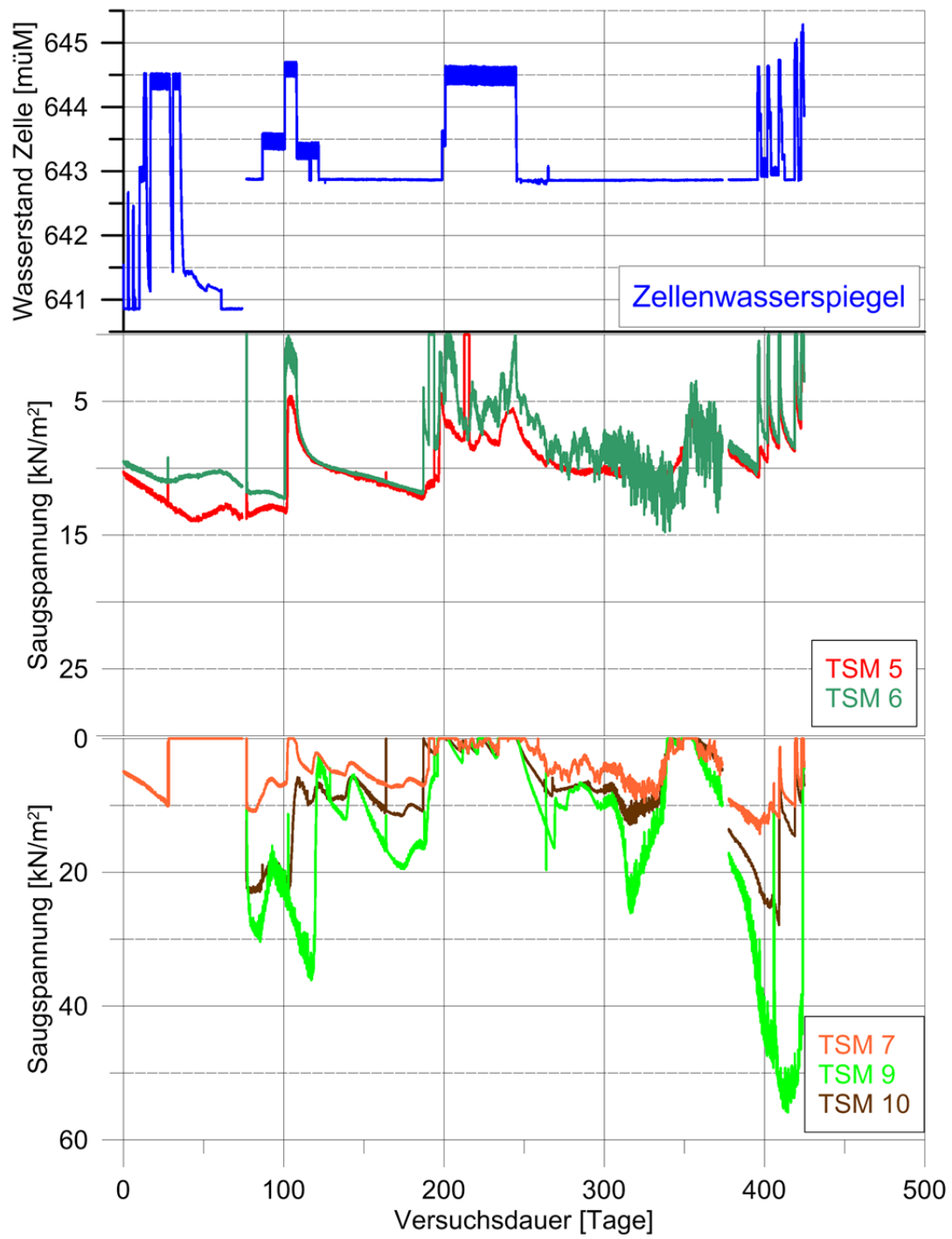
Anhang 6

Saugspannungsmessungen: Tensiometer

Tensiometer: Flusseite



Tensiometer: Landseite

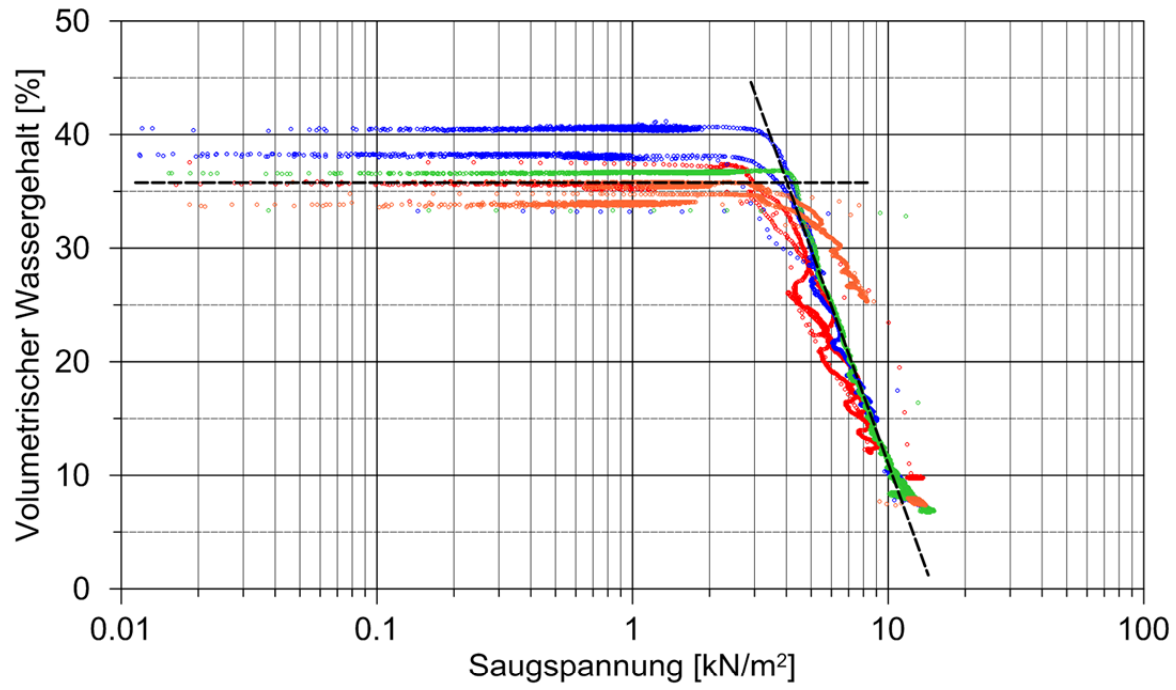


Anhang 7

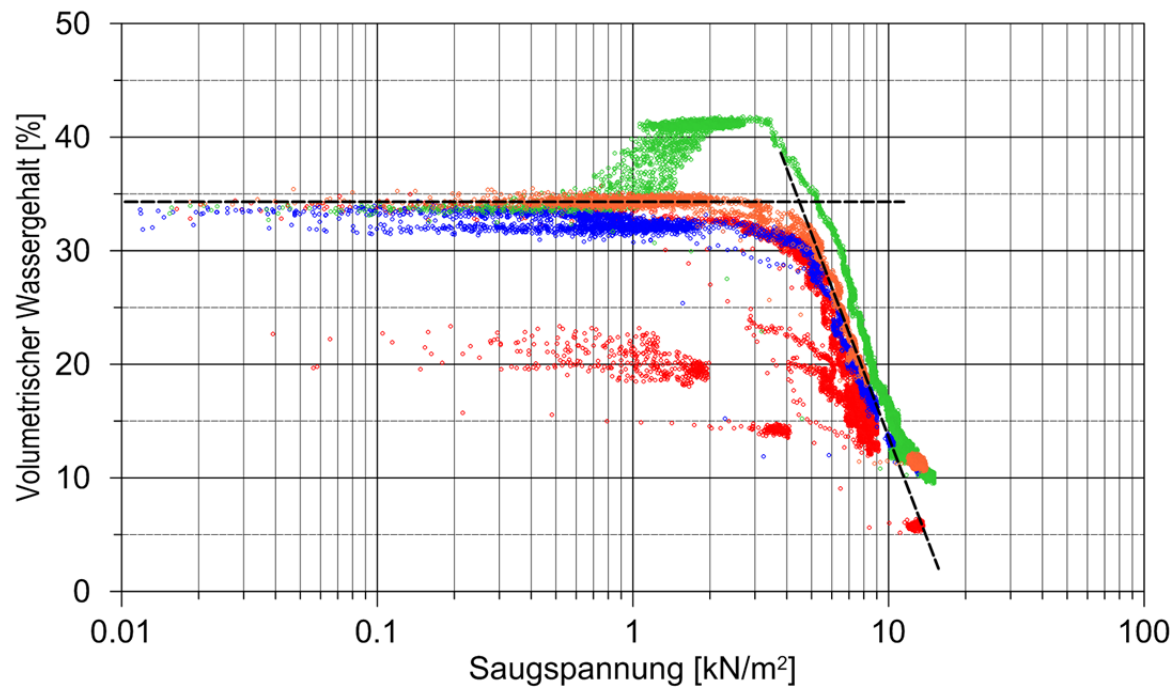
Feld-Wasserretentionskurven

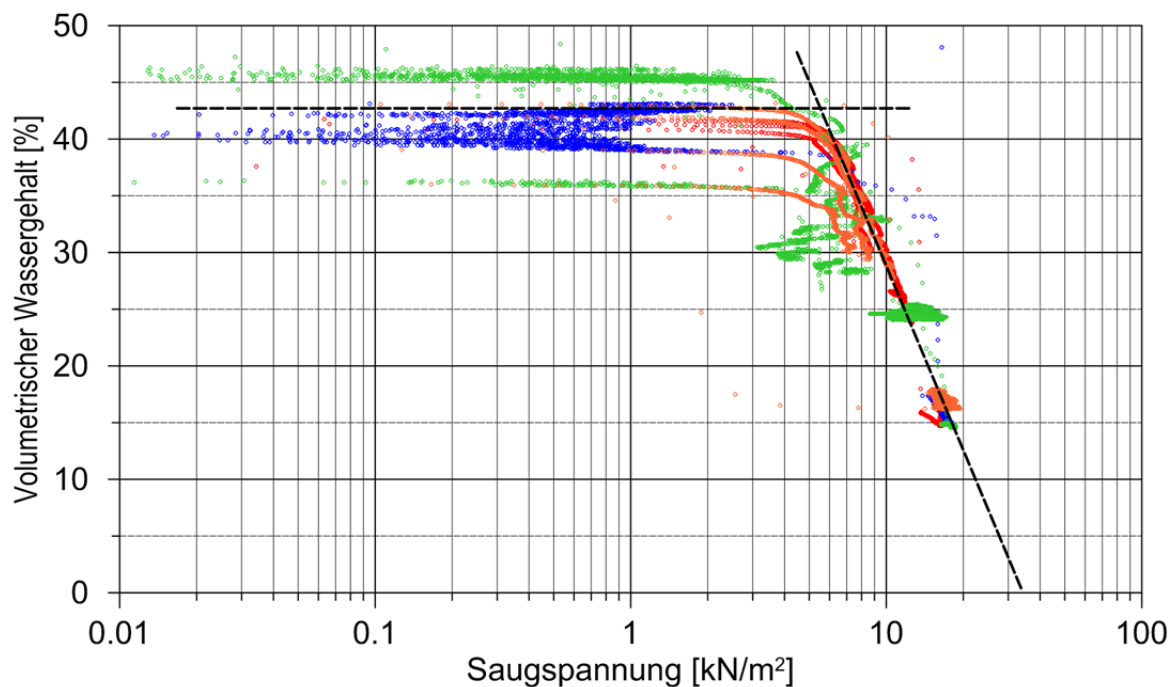
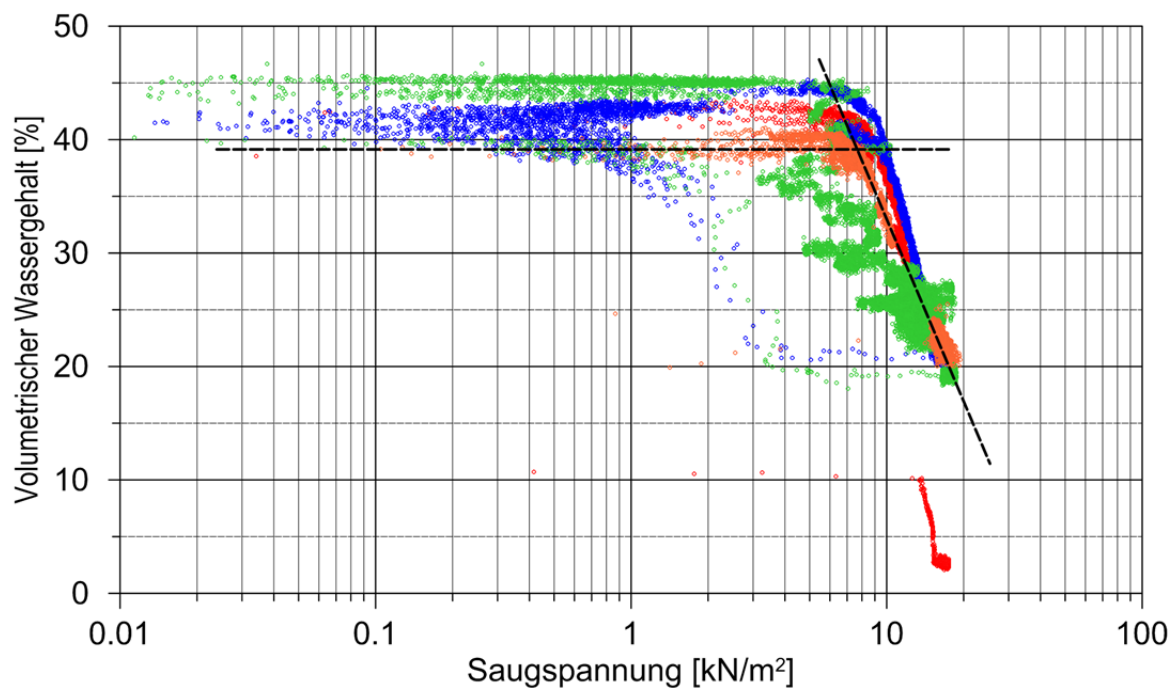
Messstelle A: TSM 1, ESM 1.6, TDR 3

Feld-Wasserretentionskurve
Tensiometer 1 / EnviroSmart 1.6



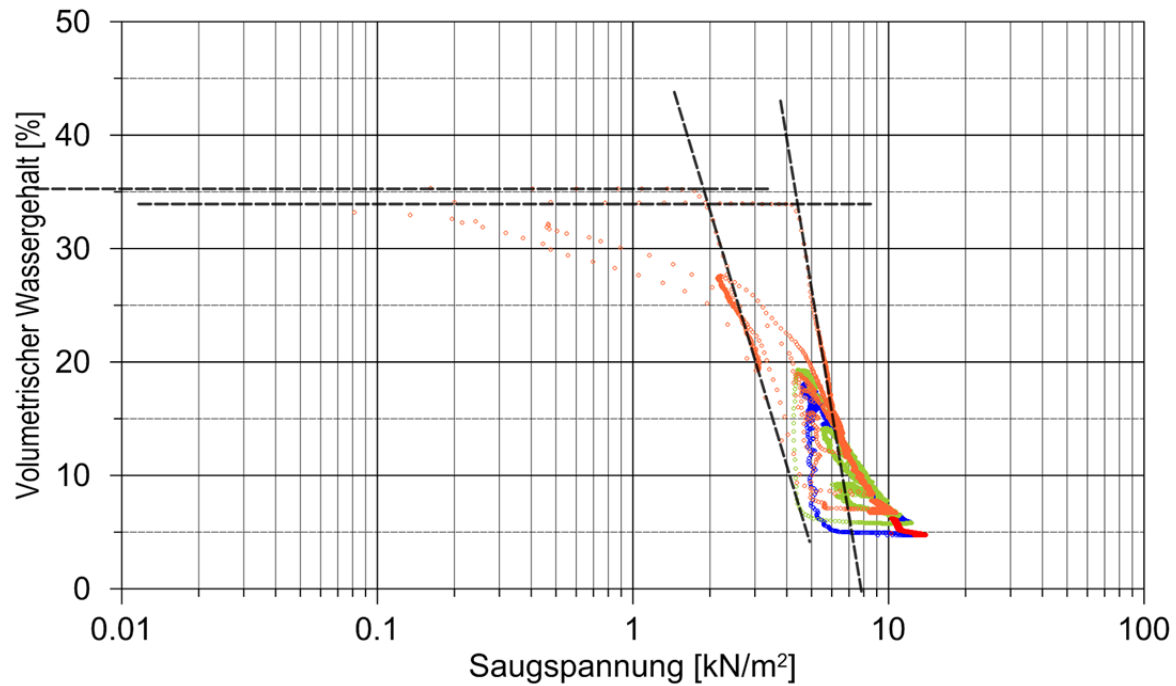
Feld-Wasserretentionskurve
Tensiometer 1 / TDR 3



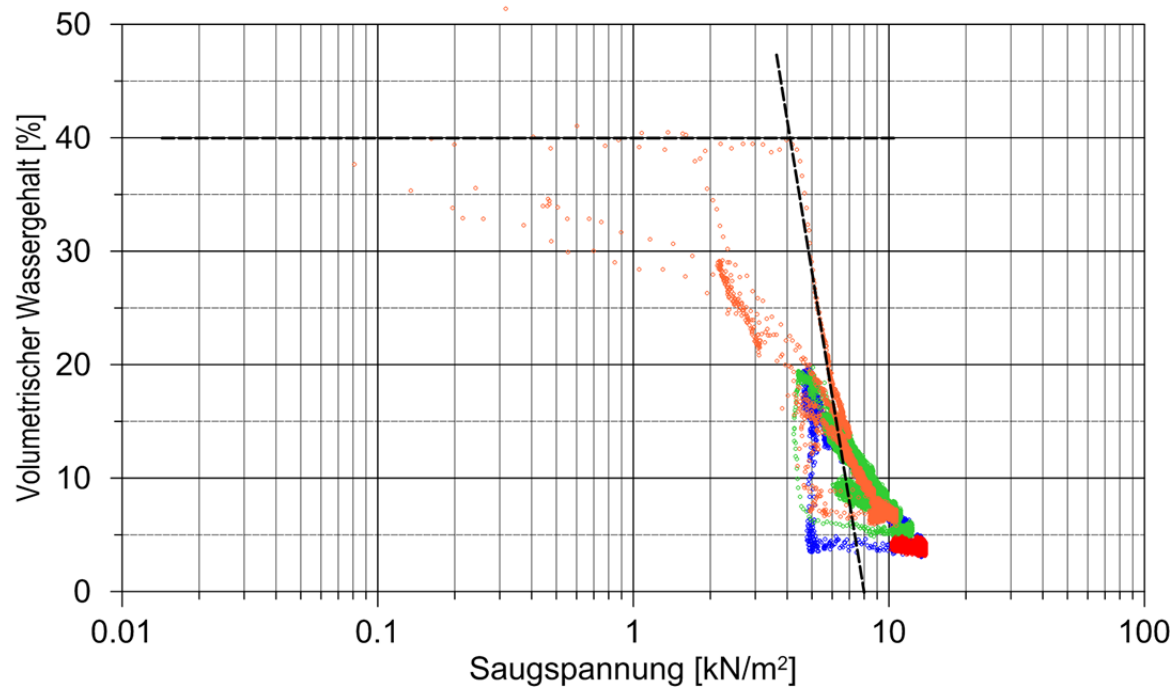
Messstelle B: TSM 2, ESM 2.6, TDR 4**Feld-Wasserretentionskurve**
Tensiometer 2 / EnviroSmart 2.6**Feld-Wasserretentionskurve**
Tensiometer 2 / TDR 4

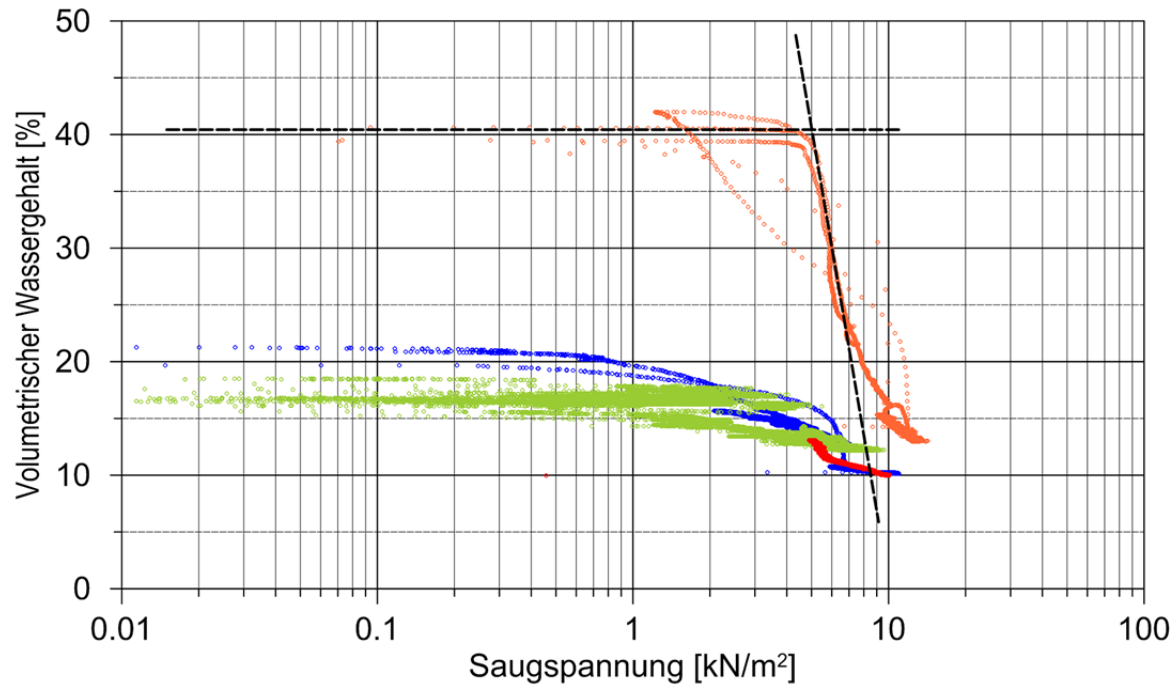
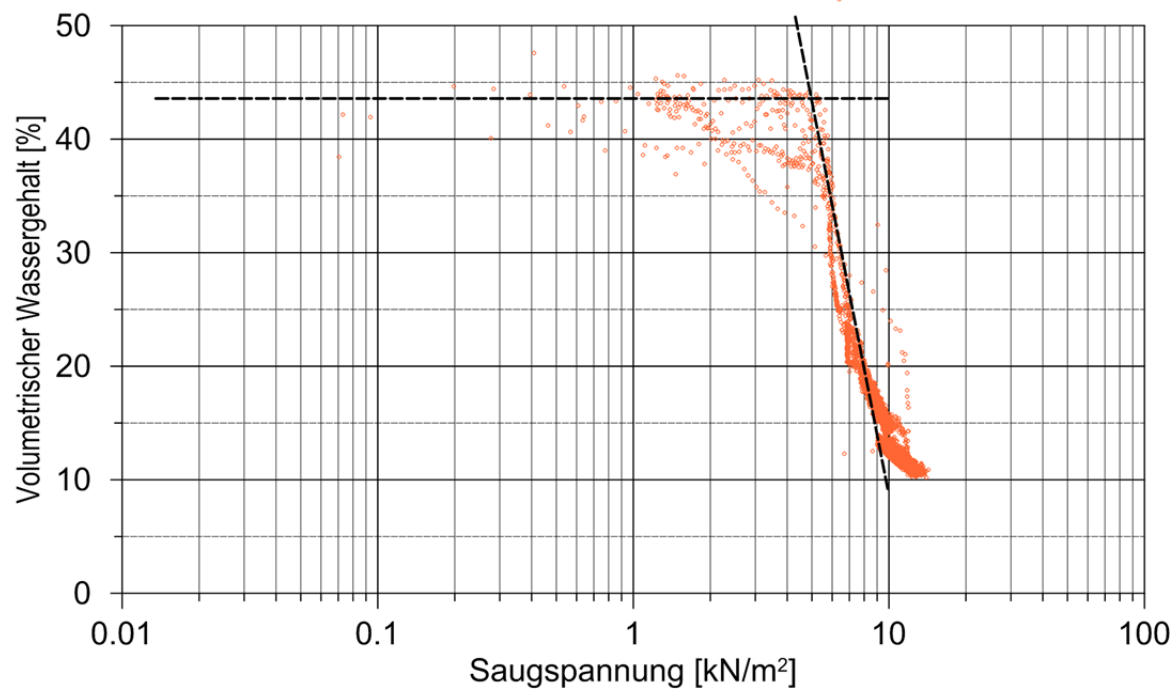
Messstelle C: TSM 5, ESM 3.5, TDR 5

Feld-Wasserretentionskurve
Tensiometer 5 / EnviroSmart 3.5



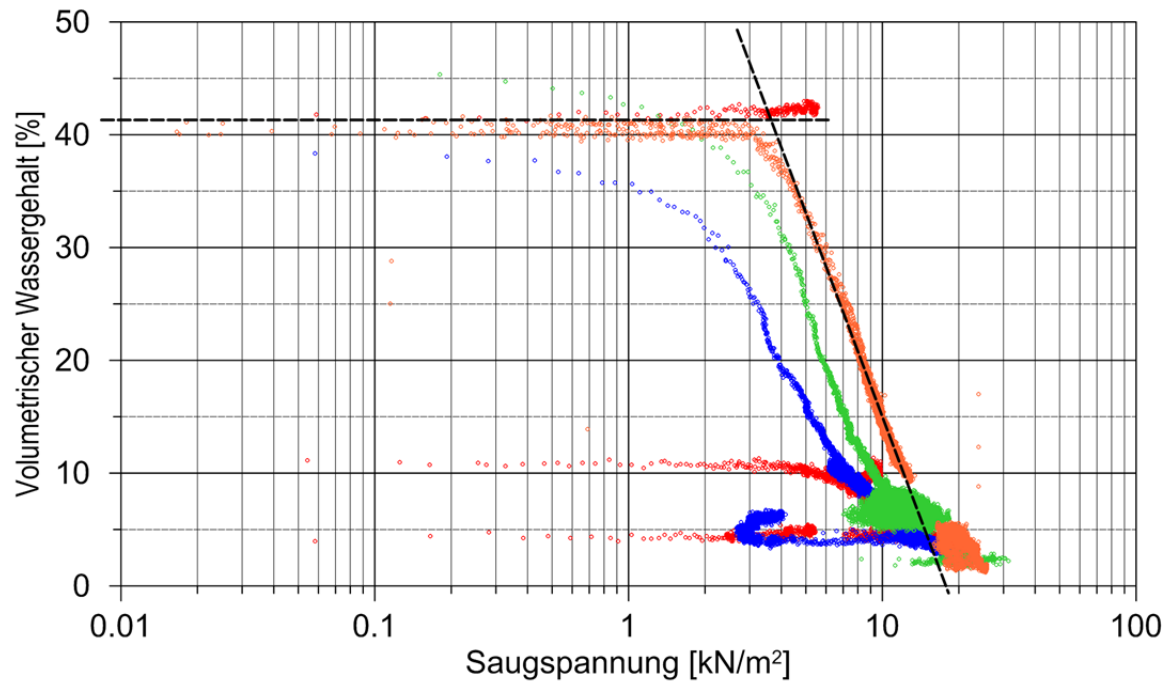
Feld-Wasserretentionskurve
Tensiometer 5 / TDR 5



Messstelle D: TSM 7, ESM 4.5, TDR 2**Feld-Wasserretentionskurve**
Tensiometer 7 / EnviroSmart 4.5**Feld-Wasserretentionskurve**
Tensiometer 7 / TDR 2

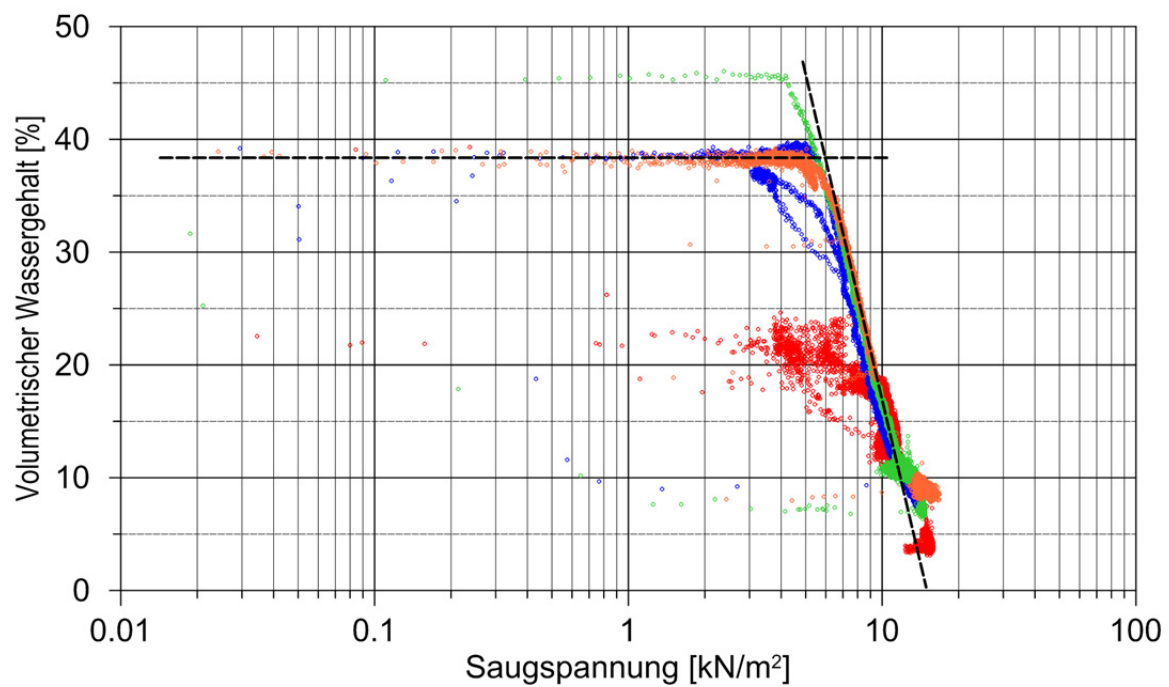
Messstelle E: TSM 3, TDR 1

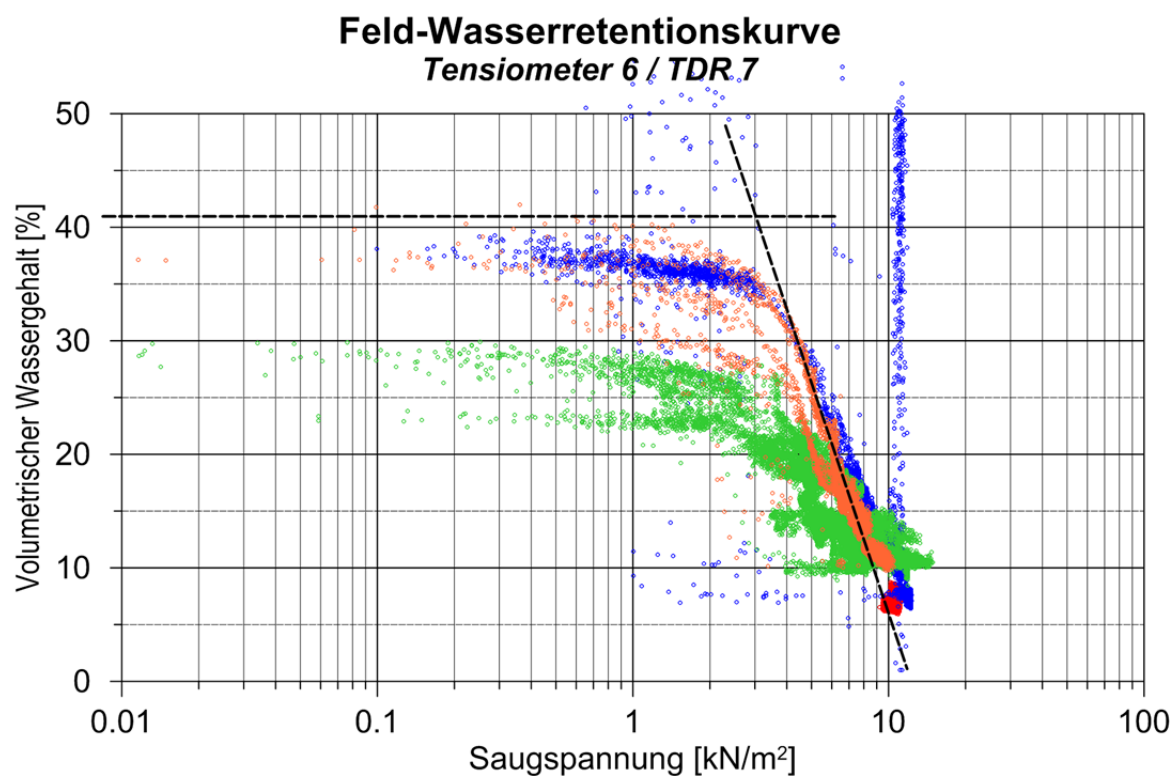
Feld-Wasserretentionskurve *Tensiometer 3 / TDR 1*



Messstelle F: TSM 4, TDR 6

Feld-Wasserretentionskurve *Tensiometer 4 / TDR 6*



Messstelle G: TSM 6, TDR 7

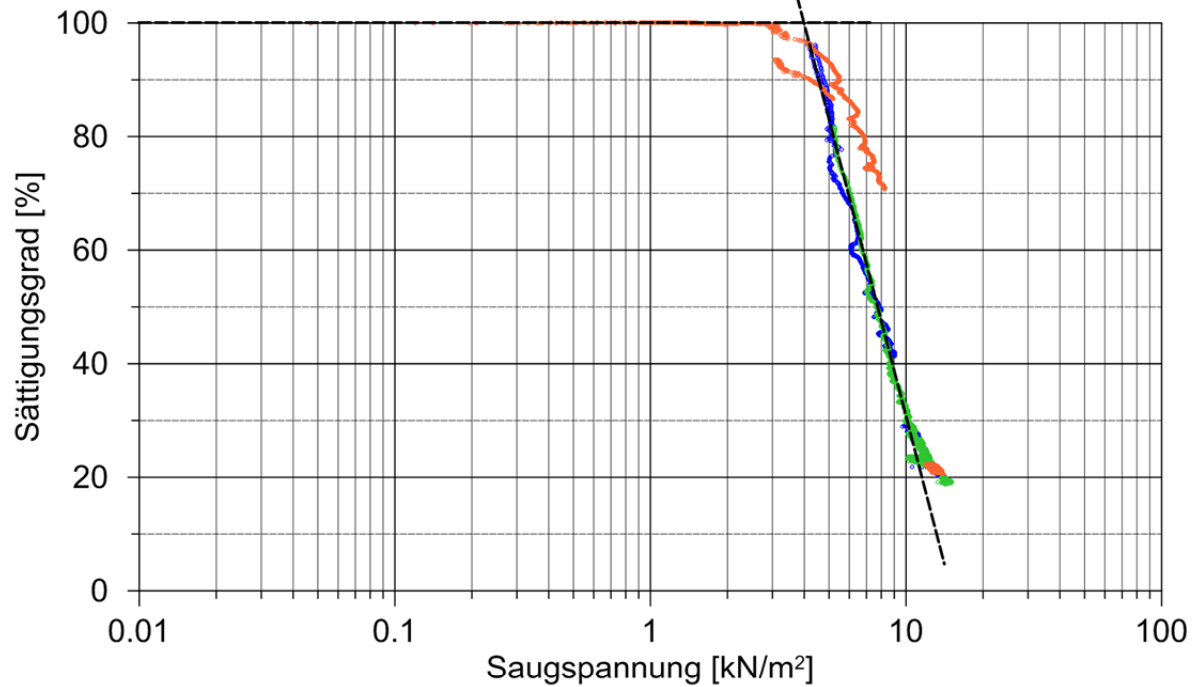
Anhang 8

Feld-Wasserretentionskurven (Nur Desorption)

Messstelle A: TSM 1, ESM 1.6, TDR 3

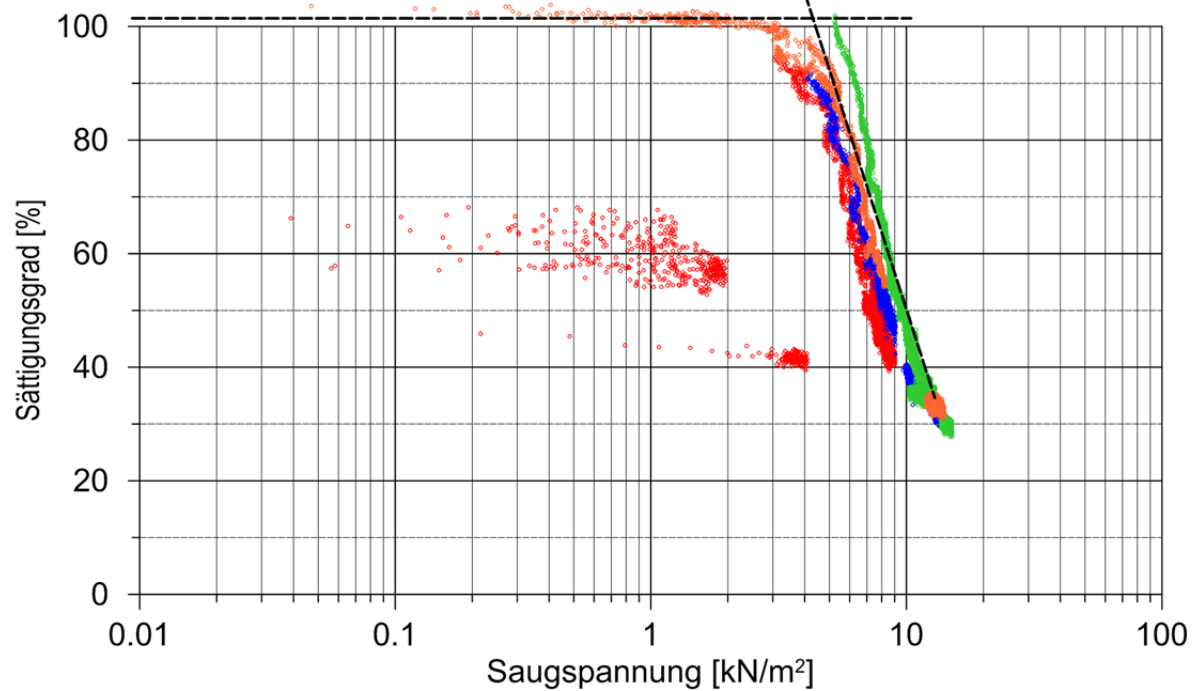
Feld-Wasserretentionskurve (nur Desorption)

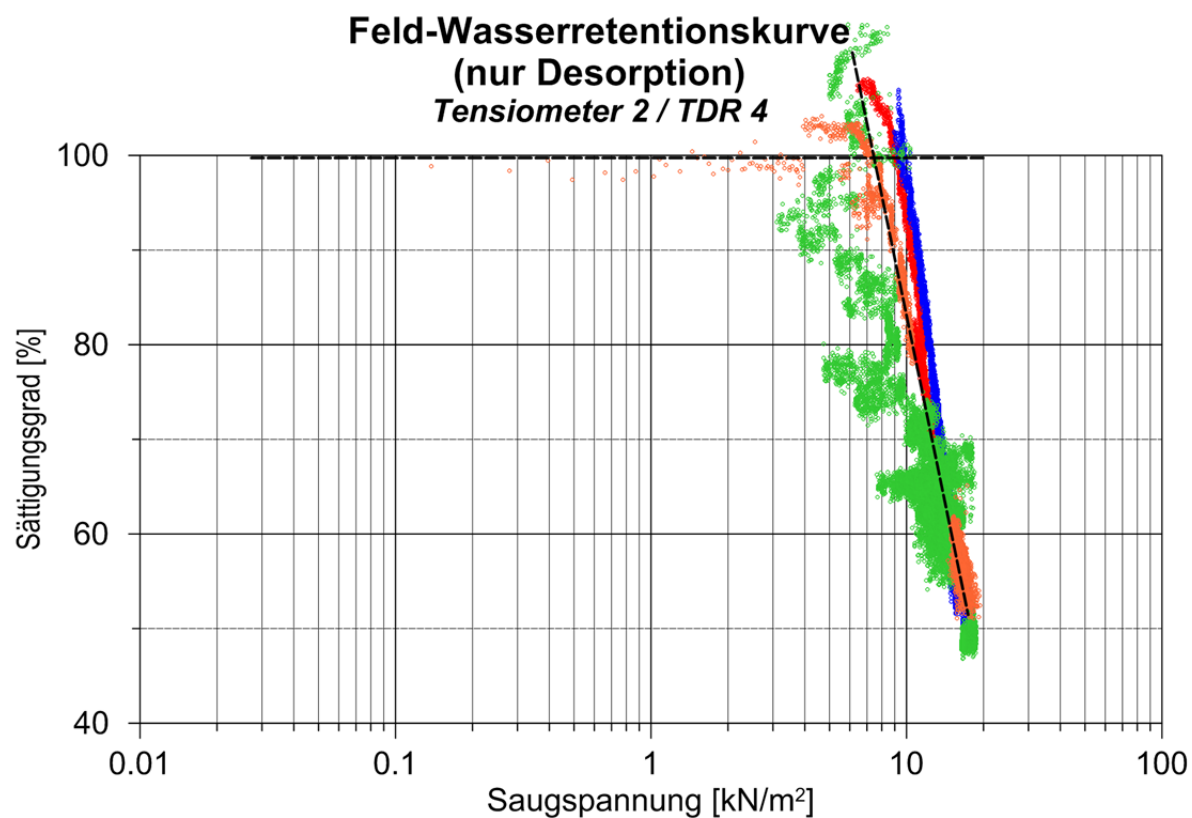
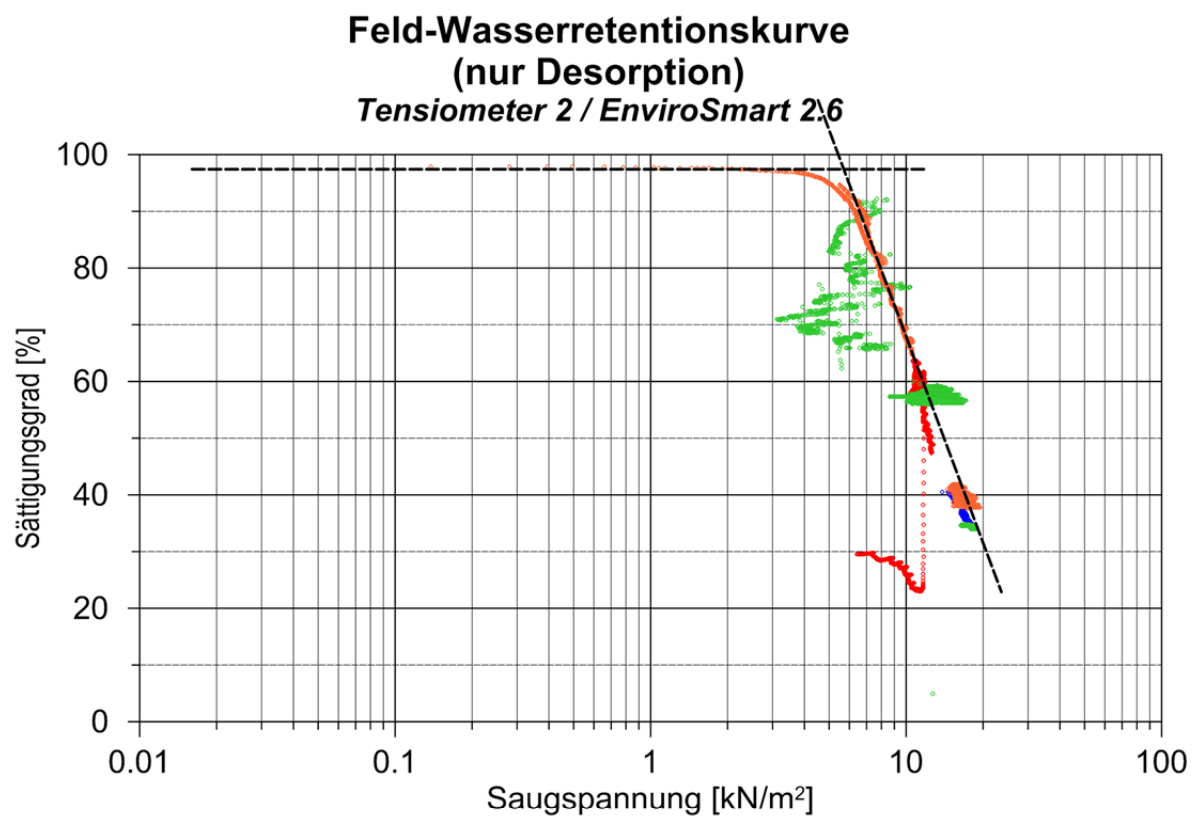
Tensiometer 1 / EnviroSmart 1.6



Feld-Wasserretentionskurve (nur Desorption)

Tensiometer 1 / TDR 3

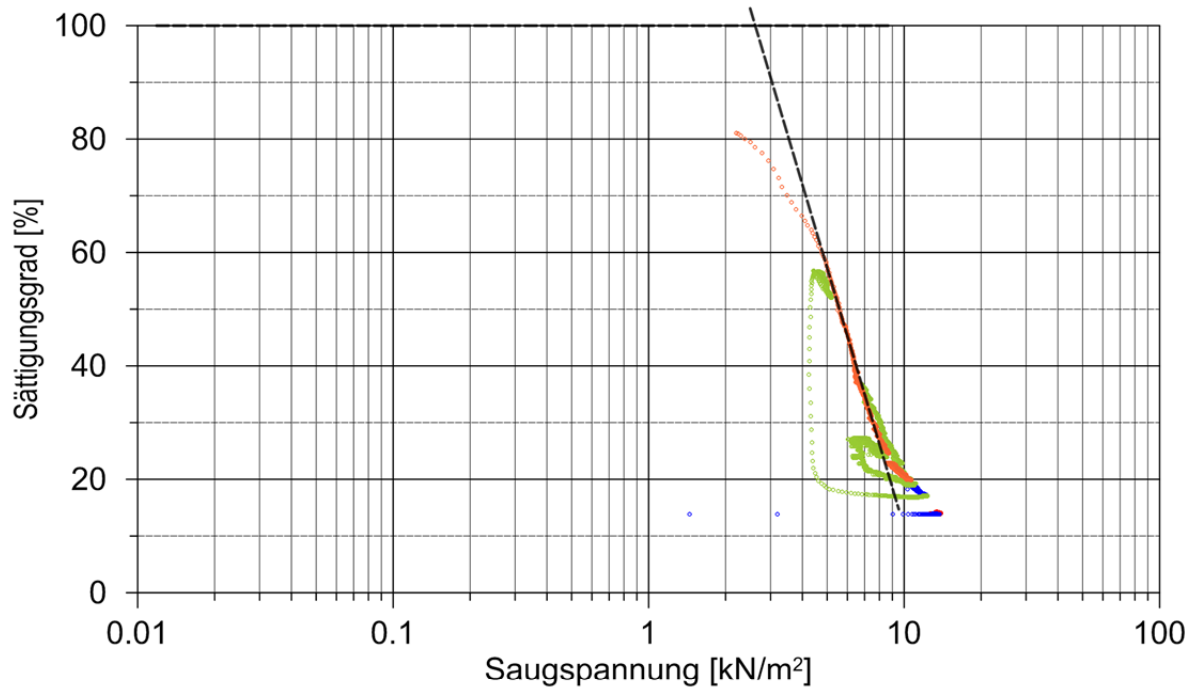


Messstelle B: TSM 2, ESM 2.6, TDR 4

Messstelle C: TSM 5, ESM 3.5, TDR 5

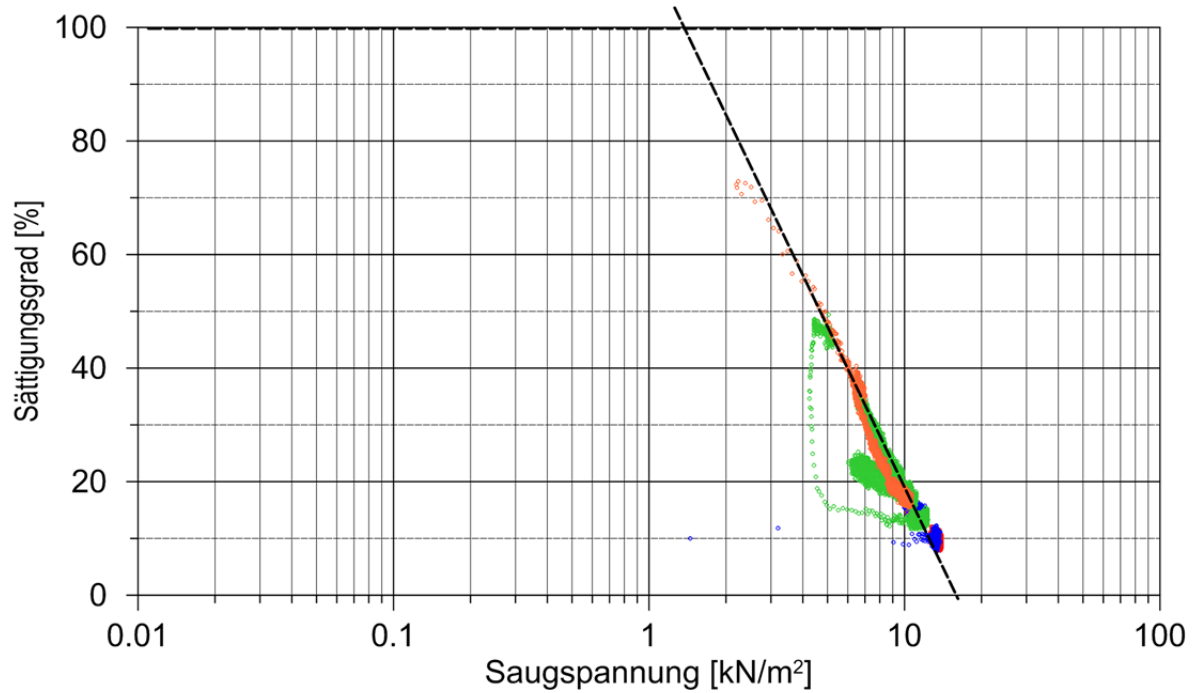
Feld-Wasserretentionskurve (nur Desorption)

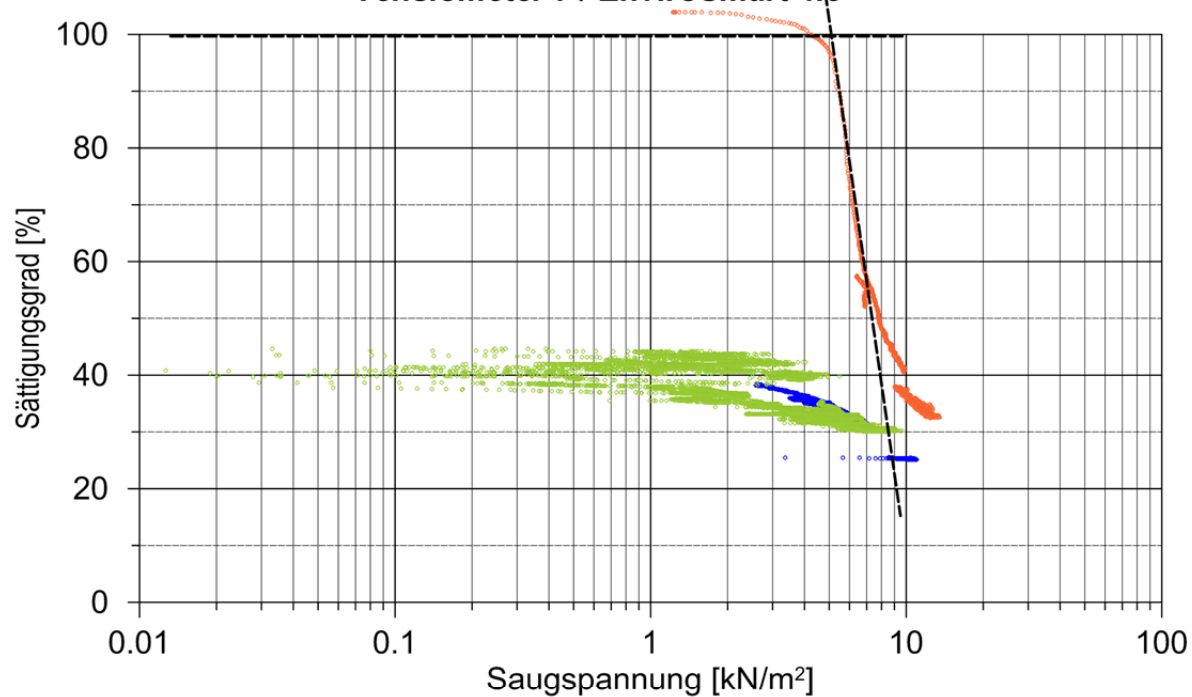
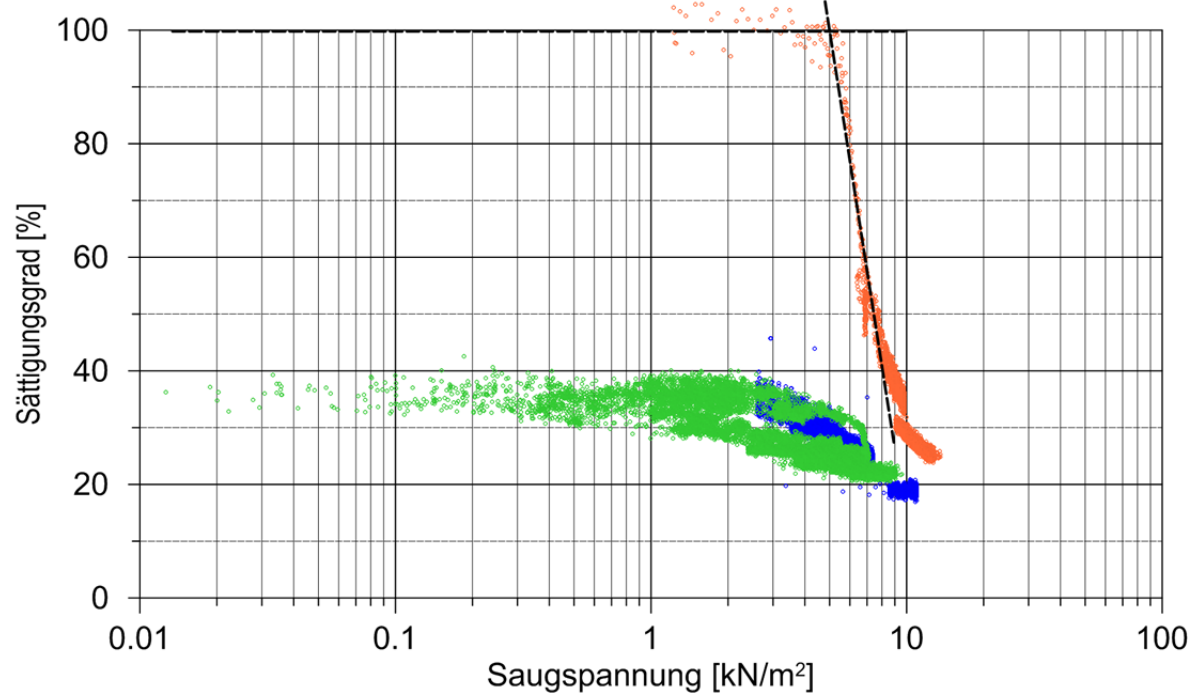
Tensiometer 5 / EnviroSmart 3.5



Feld-Wasserretentionskurve (nur Desorption)

Tensiometer 5 / TDR 5

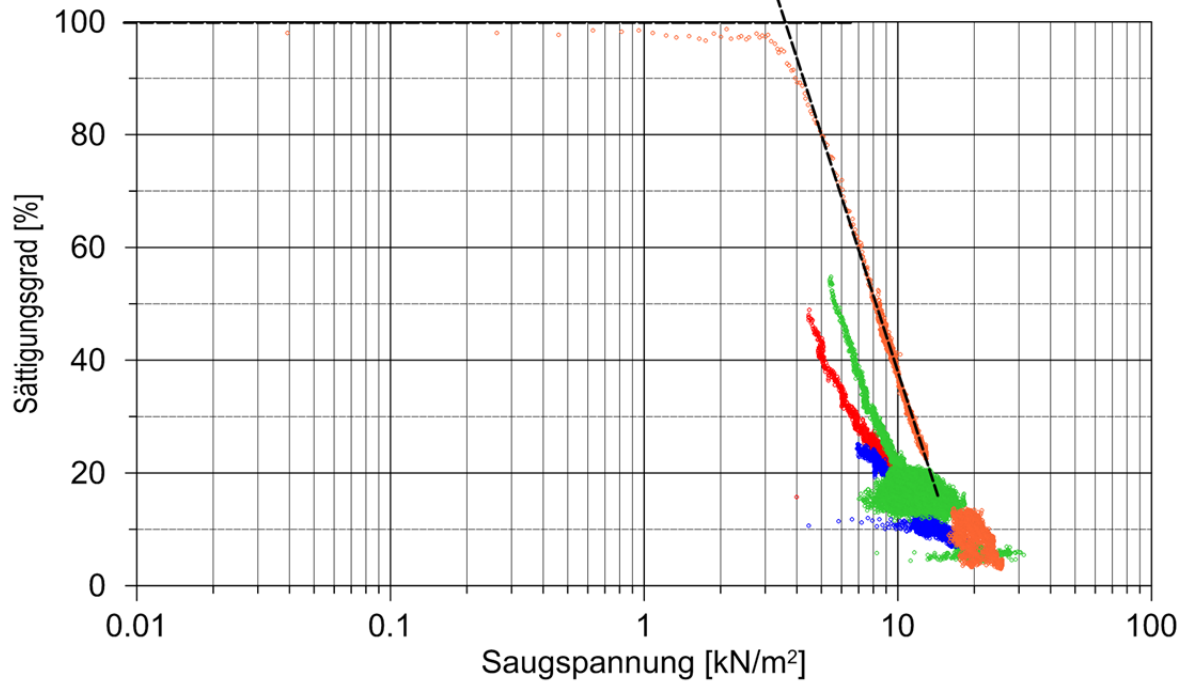


Messstelle D: TSM 7, ESM 4.5, TDR 2**Feld-Wasserretentionskurve
(nur Desorption)***Tensiometer 7 / EnviroSmart 4.5***Feld-Wasserretentionskurve
(nur Desorption)***Tensiometer 7 / TDR 2*

Messstelle E: TSM 3, TDR 1

Feld-Wasserretentionskurve (nur Desorption)

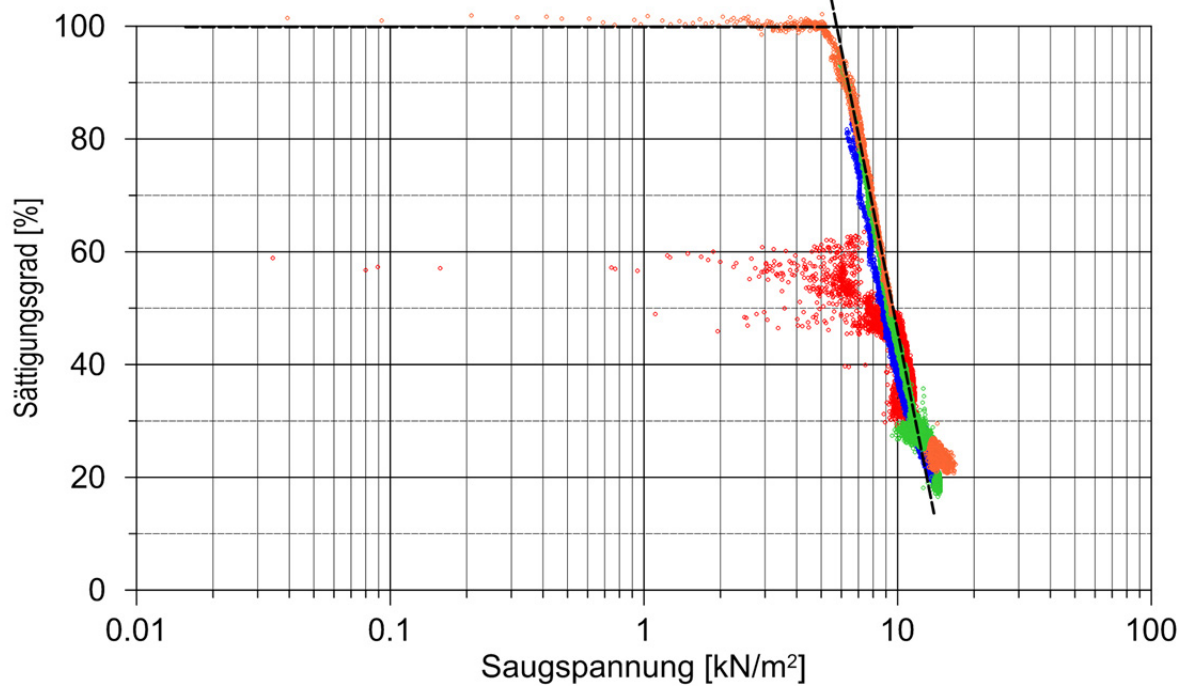
Tensiometer 3 / TDR 1

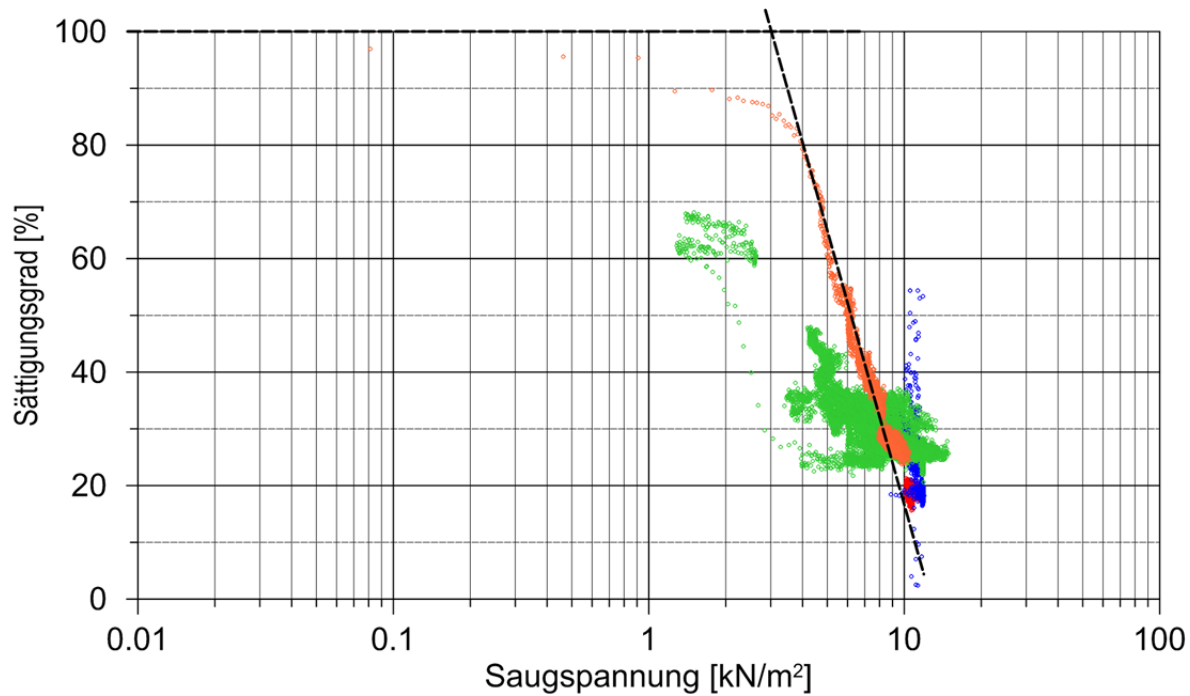


Messstelle F: TSM 4, TDR 6

Feld-Wasserretentionskurve (nur Desorption)

Tensiometer 4 / TDR 6



Messstelle G: TSM 6, TDR 7**Feld-Wasserretentionskurve
(nur Desorption)
*Tensiometer 6 / TDR 7***

Anhang 9

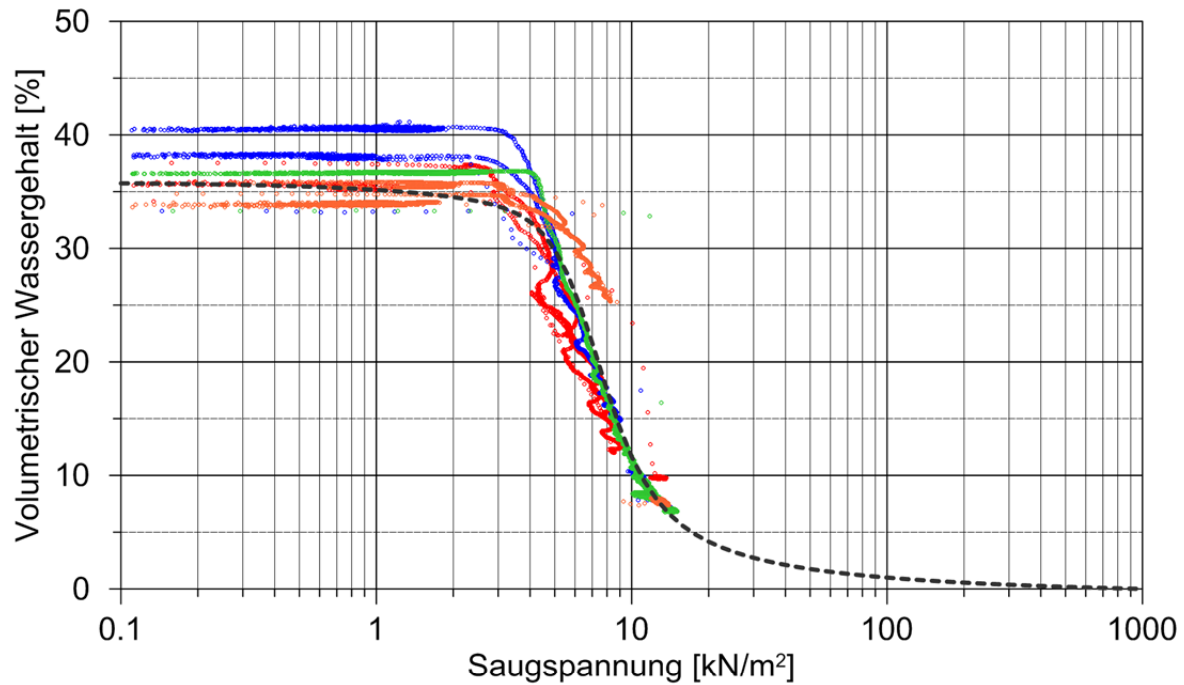
Feld-Wasserretentionskurven mit Annäherung nach Fredlund & Xing

Messstelle A: TSM 1, ESM 1.6, TDR 3

---- : Näherung mit der Fredlund-Xing-Gleichung

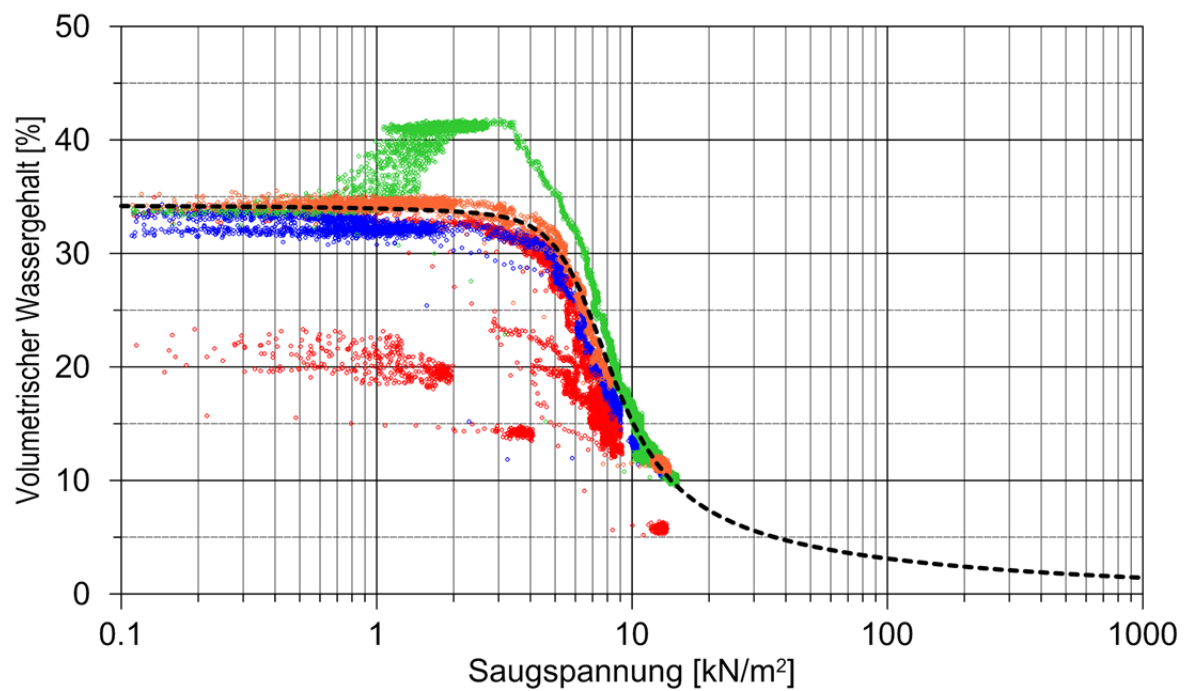
Feld-Wasserretentionskurve

Tensiometer 1 / EnviroSmart 1.6



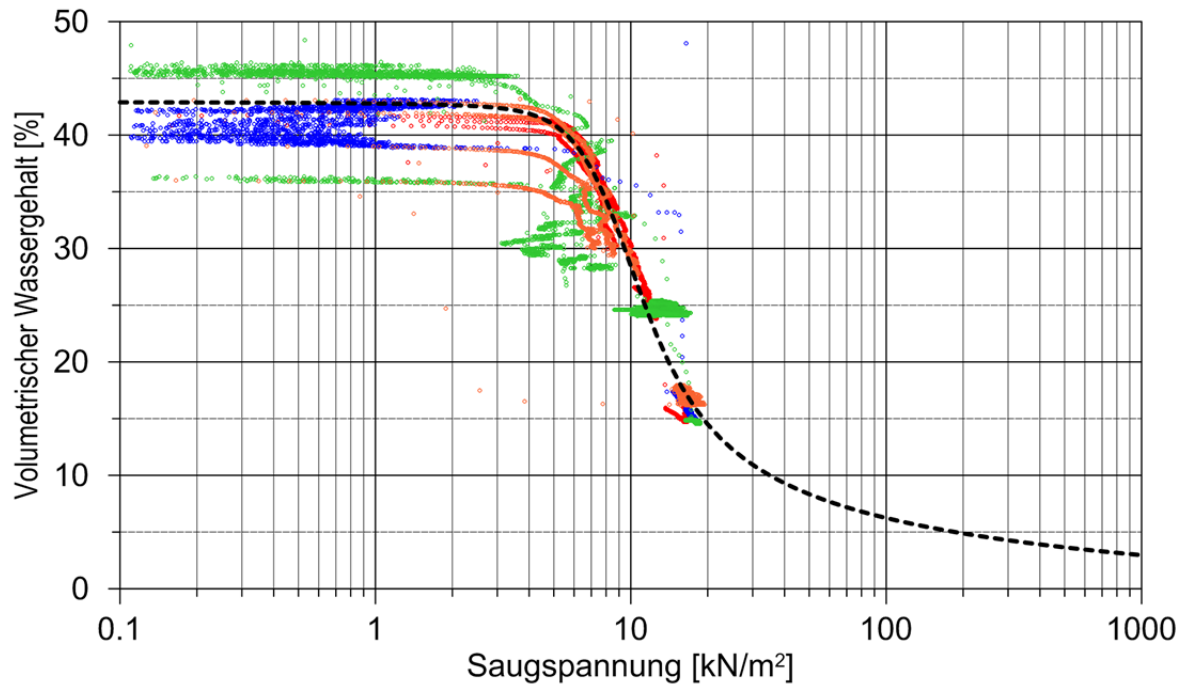
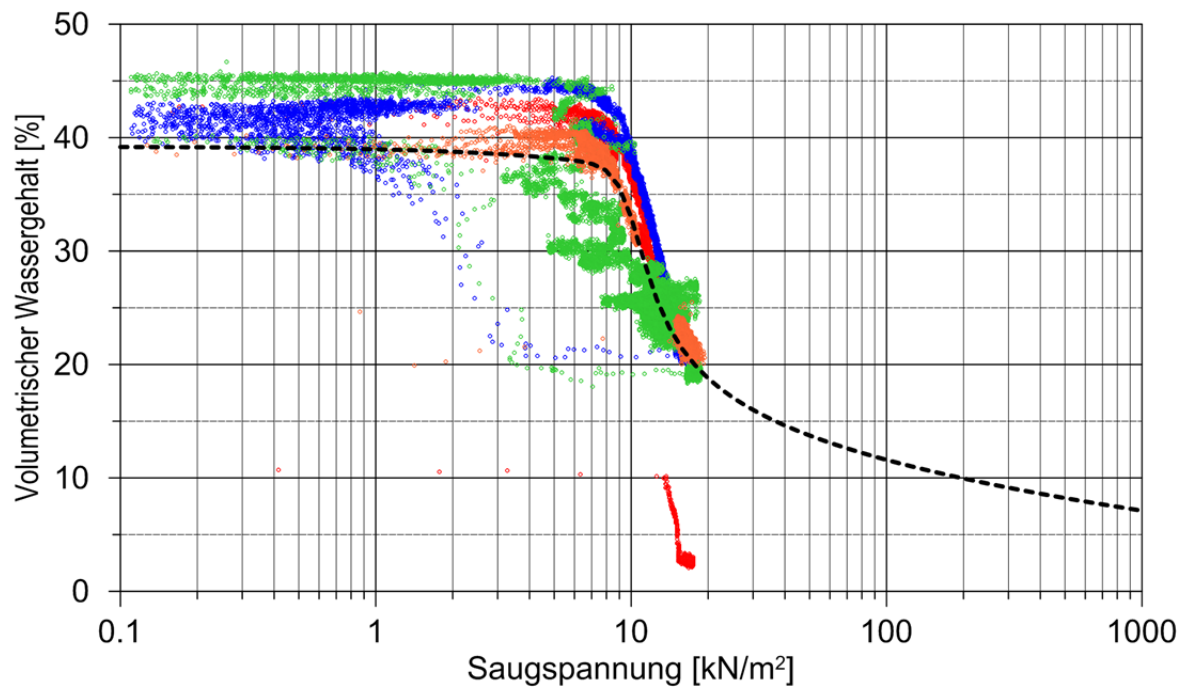
Feld-Wasserretentionskurve

Tensiometer 1 / TDR 3



Messstelle B: TSM 2, ESM 2.6, TDR 4

---- : Näherung mit der Fredlund-Xing-Gleichung

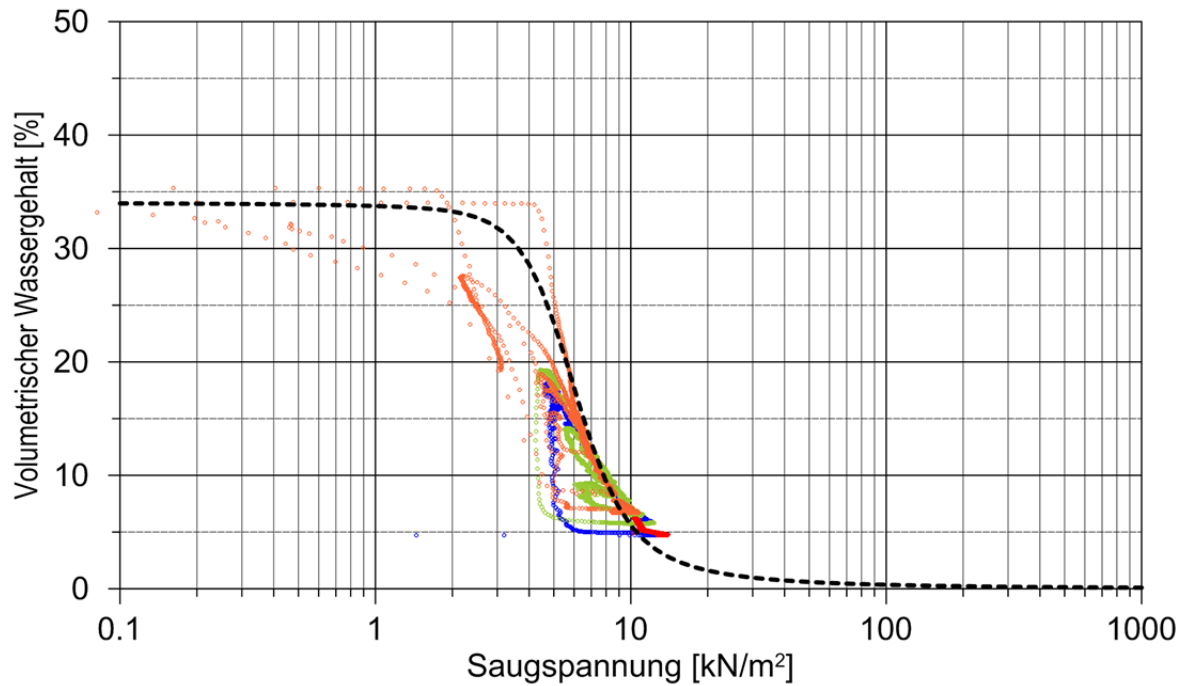
Feld-Wasserretentionskurve
Tensiometer 2 / EnviroSmart 2.6**Feld-Wasserretentionskurve**
Tensiometer 2 / TDR 4

Messstelle C: TSM 5, ESM 3.5, TDR 5

---- : Näherung mit der Fredlund-Xing-Gleichung

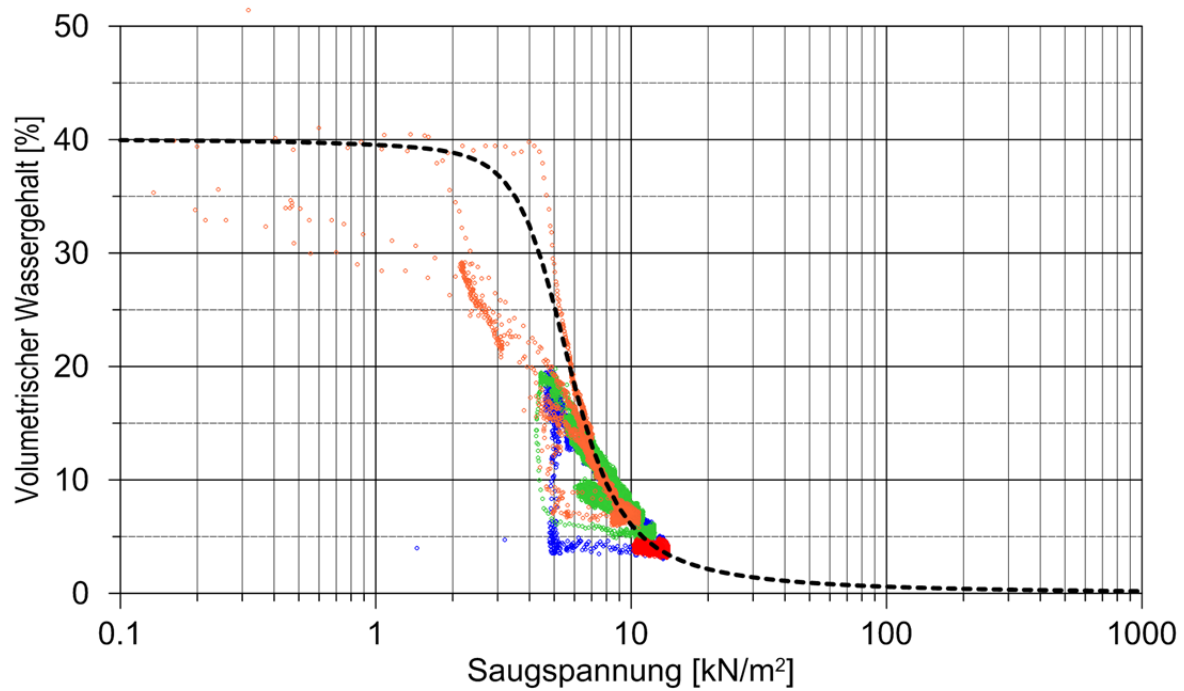
Feld-Wasserretentionskurve

Tensiometer 5 / EnviroSmart 3.5



Feld-Wasserretentionskurve

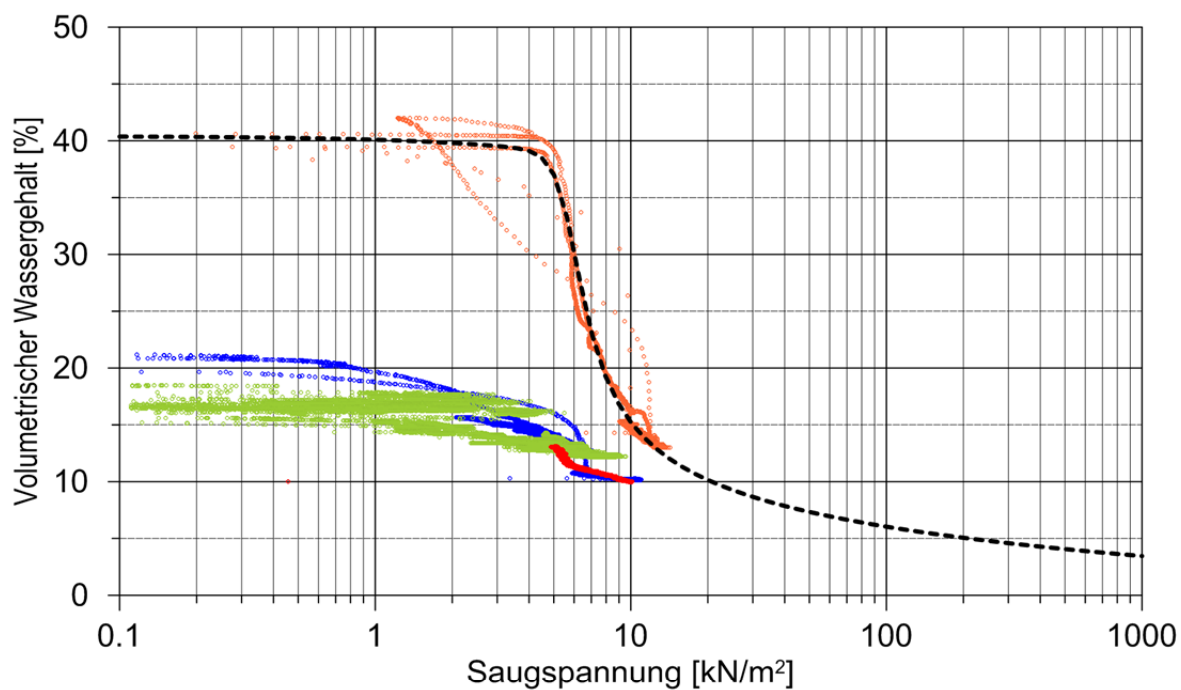
Tensiometer 5 / TDR 5



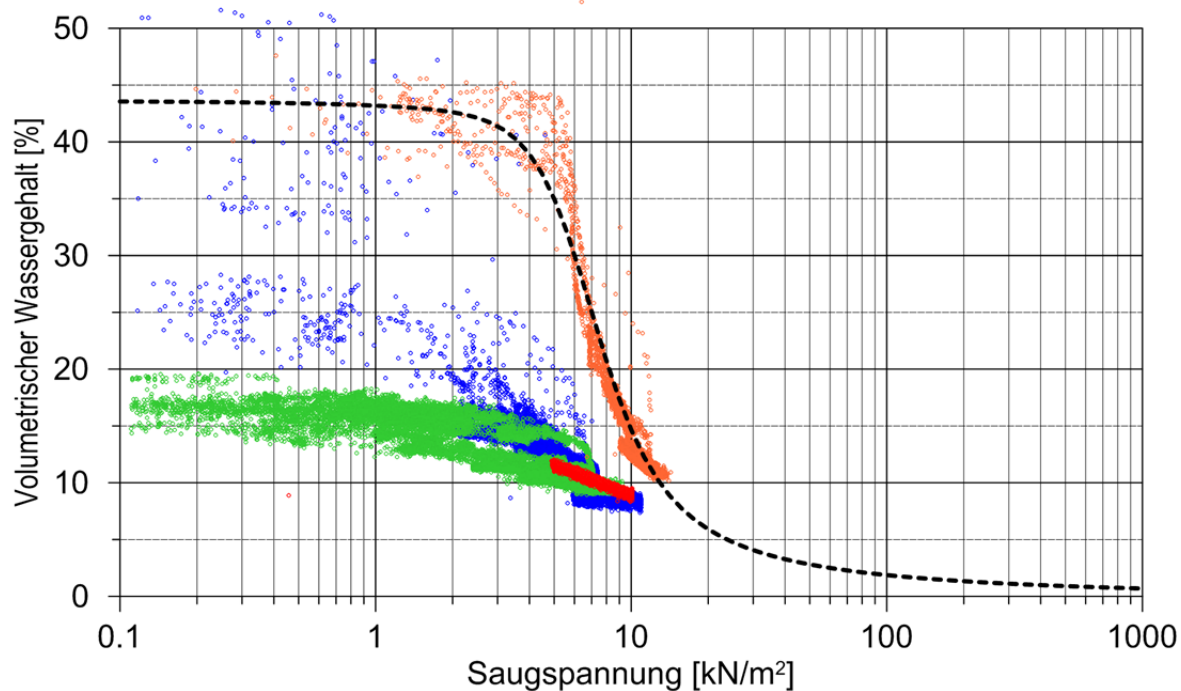
Messstelle D: TSM 7, ESM 4.5, TDR 2

---- : Näherung mit der Fredlund-Xing-Gleichung

Feld-Wasserretentionskurve Tensiometer 7 / EnviroSmart 4.5



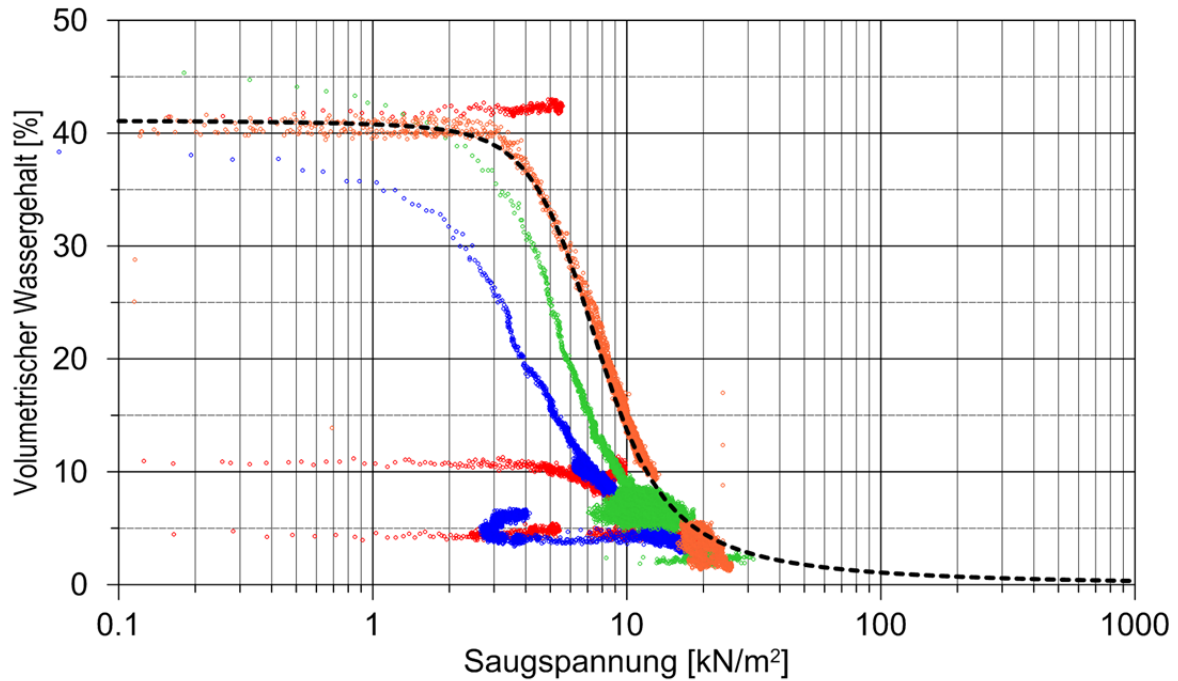
Feld-Wasserretentionskurve Tensiometer 7 / TDR 2



Messstelle E: TSM 3, TDR 1

---- : Näherung mit der Fredlund-Xing-Gleichung

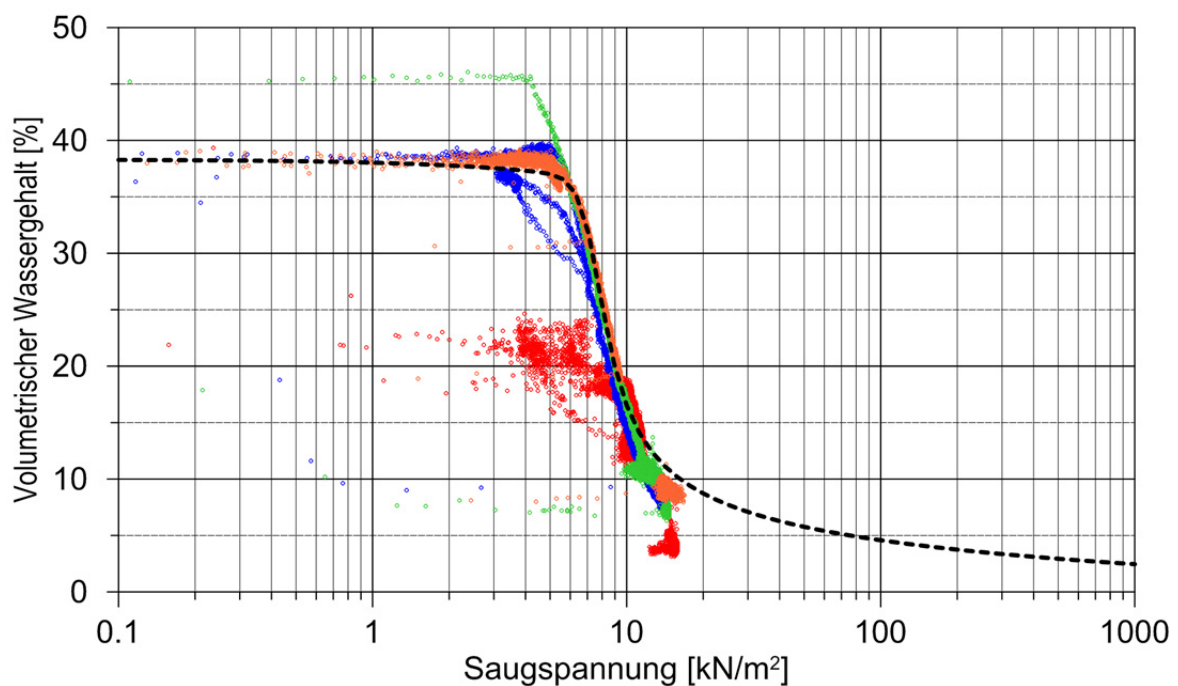
Feld-Wasserretentionskurve *Tensiometer 3 / TDR 1*



Messstelle F: TSM 4, TDR 6

---- : Näherung mit der Fredlund-Xing-Gleichung

Feld-Wasserretentionskurve *Tensiometer 4 / TDR 6*



Messstelle G: TSM 6, TDR 7

---- : Näherung mit der Fredlund-Xing-Gleichung

